

DIEGO DAVID BAPTISTA DE SOUZA

REDUÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA EM CANAIS DE ADUÇÃO DE PCH's

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Hidráulica no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, no Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador:
MARCOS JOSÉ TOZZI

Co-Orientador:
JOSÉ JUNJI OTA

CURITIBA – PR
2005

REDUÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA EM CANAIS DE ADUÇÃO DE PCH's

por

DIEGO DAVID BAPTISTA DE SOUZA

Dissertação aprovada como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:

MARCOS JOSÉ TOZZI
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MEMBROS:

MAURÍCIO DZIEDZIC
CENTRO UNIVERSITÁRIO POSITIVO

HEINZ DIETER FILL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

GILBERTO BOBKO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JOSÉ JUNJI OTA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CURITIBA – PR
2005

“Ao meu querido avô, pensamento
meu de todos os dias”

AGRADECIMENTOS

A minha família, pela força, ajuda, pela solidariedade, companhia, confiança e amor, em especial a meus pais e minha avó.

A minha querida Flavinha, pela compreensão, pelos conselhos, e por seu amor.

Aos meus, mais do que professores ou orientadores, amigos, Marcos José Tozzi e José Junji Ota. Obrigado por toda a confiança depositada, pelos inestimáveis conselhos, pela experiência compartilhada, e pelas oportunidades concedidas. O exemplo profissional e pessoal que vocês carregam é um norte no qual pretendo me guiar.

A todos os professores que compartilharam suas experiências nas aulas ministradas neste programa, em especial ao professor Fill, por nos mostrar que a inteligência e o conhecimento podem caminhar lado a lado com a modéstia e humildade.

A Universidade Federal do Paraná, pela oportunidade concedida.

A CAPES, pelo suporte financeiro aos trabalhos.

Ao CEHPAR, pelas instalações e infra-estrutura concedidas.

Aos professores Gilberto Bobko e André Fabiani, pelas inestimáveis sugestões e conselhos, os quais se mostraram importantíssimos ao trabalho.

Aos funcionários da oficina de modelos reduzidos do CEHPAR, em especial aos funcionários Valdinei Nogueira de Luciana e Honeide José Furlan, pela amizade, pela ajuda com os modelos, pela paciência e pelas assistências prestadas.

A todos os meus colegas e amigos, pelas horas de descontração proporcionadas, pelas brincadeiras, risadas e companheirismo.

“Naquilo que decidir fazer todos os dias,
serás ou não um bom homem”

Hospitaler

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Escoamentos em Canais	4
2.1.1. Princípio da Energia em Canais	4
2.1.1.1. Equação da Energia	4
2.1.1.2. Escoamento crítico	5
2.1.1.3. Escoamento Subcrítico e Supercrítico	6
2.1.1.4. Efeito de uma soleira e de um estreitamento – O problema da transição	7
2.1.2. Princípio da Quantidade de Movimento em Canais.....	9
2.1.2.1. Equação da Quantidade de Movimento.....	9
2.1.2.2. Similaridades entre o Princípio da Energia e o Princípio da Quantidade de Movimento	10
2.1.2.3. O Ressalto Hidráulico	11
2.2. Vertedouros Laterais.....	13
2.2.1. Considerações Gerais.....	13
2.2.2. Teoria Geral dos Vertedouros Laterais.....	14
2.2.2.1. Equação da Energia	15
2.2.2.2. Equação da Quantidade de Movimento.....	18
2.2.3. Efeito do Número de Froude	19
2.2.4. Vazão pelo Vertedouro Lateral	22
2.3. Método de Runge-Kutta	28
2.3.1. RK de 4ª ordem para 1 equação	28
2.3.2. RK de 4ª ordem para um sistema de equações	29
2.4. Equação do Orifício.....	30
3. ESTUDOS ANTERIORES	31
3.1. Descrição do Modelo Físico	31
3.2. Descrição dos Ensaios.....	34
3.2.1. Primeira série de ensaios	34
3.2.2. Segunda série de ensaios	37
3.2.3. Terceira série de ensaios	43
4. NOVOS ENSAIOS REALIZADOS.....	54
4.1. Introdução	54
4.2. Quarta Série de Ensaios	55
4.3. Quinta Série de Ensaios	59
4.4. Sexta Série de Ensaios.....	65
4.5. Sétima Série de Ensaios.....	65
4.6. Oitava Série de Ensaios.....	68
4.7. Nona Série de Ensaios	69
4.8. Décima Série de Ensaios.....	72
4.9. Décima Primeira Série de Ensaios.....	73
4.10. Décima Segunda Série de Ensaios.....	75
4.11. Décima Terceira Série de Ensaios.....	77
4.12. Décima Quarta Série de Ensaios	78
5. ANÁLISE TEÓRICA DOS RESULTADOS	80
5.1. Vazão pelo Vertedouro Lateral	80
5.1.1. Escolha da Equação.....	80

5.1.2.	Curva de Descarga do Vertedouro Lateral	83
5.2.	Ressalto Hidráulico no Orifício com Soleira	92
5.2.1.	Determinação da Equação Teórica	92
5.2.2.	Determinação dos Coeficientes.....	98
5.3.	Ressalto Hidráulico no Orifício com Estreitamento	106
5.3.1.	Determinação da Equação Teórica	106
5.3.2.	Determinação dos Coeficientes.....	111
6.	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO	120
6.1.	Orifício com Soleira – Exemplo 1	120
6.2.	Orifício com Estreitamento – Exemplo 2	124
7.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esquema típico de captação de água em uma PCH.....	2
Figura 2.1 – Aplicação do Princípio da Energia em Canais	4
Figura 2.2 – Curva da Energia Específica.....	5
Figura 2.3 – Uso da curva da Energia Específica em uma soleira.....	8
Figura 2.4 – Aplicação do Princípio da Quantidade de Movimento em canais.....	9
Figura 2.5 – Comportamento da Força Específica em comparação com a Energia Específica.....	12
Figura 2.6 – Tipos de perfis longitudinais do escoamento em vertedouros laterais ..	20
Figura 2.7 – Gráfico para a determinação do parâmetro J.....	27
Figura 2.8 – Gráfico para a determinação do parâmetro K	27
Figura 3.1 – Instalações do Modelo Físico	32
Figura 3.2 – Configuração Geral do Modelo Reduzido	33
Figura 3.3 – 1º série de ensaios – Teste 1.5.....	36
Figura 3.4 – 2º série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais.....	37
Figura 3.5 – 2º série de ensaios – Teste 2.1	38
Figura 3.6 – 2º série de ensaios - Arranjo com dois vertedouros laterais e a viga- parede a montante	39
Figura 3.7 – 2º série de ensaios – Teste 2.3.....	40
Figura 3.8 – 2º série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e a viga- parede a jusante.....	41
Figura 3.9 – 2º série de ensaios – Teste 2.4.....	41
Figura 3.10 – 3ª série de ensaios – Detalhes do posicionamento da soleira espessa e do orifício.....	44
Figura 3.11 – 3ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e soleira espessa com orifício.....	45
Figura 3.12 – 3ª série de ensaios – Teste 3.2	46
Figura 3.13 – 3ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e soleira semi-cilíndrica com orifício.	49
Figura 3.14 – 3ª série de ensaios – Posicionamento do orifício no ensaio 3.6.....	50
Figura 3.15 – 3ª série de ensaios – Teste 3.6 – Determinação do perfil de água sobre a soleira semi-cilíndrica para implantação do orifício na condição mais crítica.....	51
Figura 3.16 – 3ª série de ensaios – Teste 3.7	51

Figura 3.17 – 3ª série de ensaios – Posicionamento da soleira com perfil retangular.	52
Figura 4.1 – 4ª série de ensaios – layout do estreitamento	56
Figura 4.2 – 4ª série de ensaios – Estreitamentos x Desníveis	58
Figura 4.3 – 4ª série de ensaios – Teste 4.6	58
Figura 4.4 – 5ª série de ensaios – Layout do estreitamento	60
Figura 4.5 – 5ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício	60
Figura 4.6 – 5ª série de ensaios – Teste 5.2	61
Figura 4.7 – 5ª série de ensaios – Seção do orifício	62
Figura 4.8 – 5ª série de ensaios – Teste 5.5	64
Figura 4.9 – 7ª série de ensaios – Layout do estreitamento	66
Figura 4.10 – 7ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício	67
Figura 4.11 – 9ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício	69
Figura 4.12 – 9ª série de ensaios – Teste 9.5	71
Figura 4.13 – 11ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício	73
Figura 4.14 – 11ª série de ensaios – Teste 11.1	74
Figura 4.15 – Curva de Descarga do Vertedouro Lateral	79
Figura 5.1 – Perdas de carga ao longo do modelo reduzido	84
Figura 5.2 – Vazão experimental x Vazão teórica pelo método de Hager para os diferentes comprimentos de crista do vertedouro lateral	88
Figura 5.3 – Vazão experimental x Vazão teórica pelo método de May para os diferentes comprimentos de crista do vertedouro lateral	90
Figura 5.4 – Esquema do ressalto afogado em canal com soleira e orifício	93
Figura 5.5 – Detalhe das variáveis na soleira	93
Figura 5.6 – Altura da soleira x perda de carga	97
Figura 5.7 – Variação de β_1 com F_1 para testes com soleira	102
Figura 5.8 – Esquema ressalto afogado em canal com estreitamento e orifício	106
Figura 5.9 – Força de reação da parede do estreitamento	108
Figura 5.10 – Prisma de pressão da reação da parede do estreitamento	108
Figura 5.11 – Variação de β_1 com F_1 para testes com estreitamento	114
Figura 6.1 – exemplo 1 - curva de descarga dos condutos forçados	120
Figura 6.2 – exemplo 1 - Curva de descarga do vertedouro lateral	121
Figura 6.3 – exemplo 1 - valores do problema - soleira	123

Figura 6.4 – exemplo 2 - Curva de descarga dos condutos forçados	125
Figura 6.5 – exemplo 2 - Curva de descarga do vertedouro lateral.....	125
Figura 6.6 – exemplo 2 - valores do problema - estreitamento	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – 1 ^o série de ensaios - Influência do comprimento do vertedouro lateral nos níveis de água no canal de adução e na vazão que adentra o canal.....	35
Tabela 3.2 – 1 ^o série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral	35
Tabela 3.3 – 2 ^o série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral	42
Tabela 3.4 – 3 ^a série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral	48
Tabela 3.5 – 3 ^a série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral	52
Tabela 4.1 – Resumo das séries de ensaios.....	54
Tabela 4.2 – 4 ^a série de ensaios – Resumo dos ensaios realizados com o estreitamento.....	57
Tabela 4.3 – 4 ^a série de ensaios – Ensaio 4.9	59
Tabela 4.4 – 5 ^a série de ensaios – Estreitamento de 4,44 m - Resumo dos Resultados	64
Tabela 4.5 – 6 ^a série de ensaios - Estreitamento de 4,44 m – Resumo dos Resultados	65
Tabela 4.6 – 7 ^a série de ensaios – Estreitamento de 4,93 m - Resumo dos Resultados	67
Tabela 4.7 – 8 ^a série de ensaios – Estreitamento de 4,93 m - Resumo dos Resultados	68
Tabela 4.8 – 9 ^a série de ensaios - Soleira ($R=3,00$ m) – Resumo dos Resultados...	71
Tabela 4.9 – 10 ^o série de ensaios – Soleira ($R=3,00$ m) – Resumo dos Resultados	72
Tabela 4.10 – 11 ^a série de ensaios – Soleira ($R=3,125$ m) – Resumo dos Resultados	74
Tabela 4.11 – 12 ^a série de ensaios – Soleira ($r = 3,125$ m) - Resumo dos Resultados	75
Tabela 4.12 – 13 ^a série de ensaios – Resumo dos Resultados	78
Tabela 4.13 – 14 ^a série de ensaios – Resumo dos Resultados	79
Tabela 5.1 – Vazões Teóricas pelo vertedouro lateral pelo método de Hager	87
Tabela 5.2 – Vazões Teóricas pelo vertedouro lateral pelo método de May	89

Tabela 5.3 – Parâmetros dos ensaios	91
Tabela 5.4 – Profundidades y_3 determinadas experimentalmente	98
Tabela 5.5 – Coeficientes α e ϕ	99
Tabela 5.6 – Coeficientes e dados de projetos dos ensaios com soleira	101
Tabela 5.7 – Diferenças na determinação das profundidades - soleira.....	104
Tabela 5.8 – Coeficientes recomendados para os testes com soleira	104
Tabela 5.9 – Coeficientes e dados de projeto dos ensaios com estreitamento.....	113
Tabela 5.10 – Diferenças na determinação das profundidades	118
Tabela 5.11 – Coeficientes recomendados para os testes com estreitamento	118

LISTA DE SÍMBOLOS

- A = área da seção transversal do fluxo;
- A_c = área da seção contraída no fluxo através de um orifício;
- B = largura do canal;
- c = celeridade;
- C'_c = coeficiente de contração na face de jusante da viga-parede;
- C_c = coeficiente de contração;
- C_D = coeficiente de descarga;
- C_M = coeficiente de de Marchi;
- C_v = coeficiente de velocidade;
- D = profundidade hidráulica, definida pela relação A/T ;
- E = energia específica em uma seção de um canal;
- e = espessura da soleira espessa do vertedouro lateral;
- e^* = espessura da viga-parede;
- E_{min} = energia específica mínima para uma determinada vazão específica;
- F_f = força externa total de atrito e resistência atuante ao longo da superfície de contato entre a água e o canal.
- F_r = número de Froude na seção;
- F_{rj} = número de Froude a jusante do vertedouro lateral;
- F_{rm} = número de Froude a montante do vertedouro lateral;
- g = aceleração devida à gravidade;
- h = tamanho do passo no método de Runge-Kutta;
- h_0 = carga atuante no vertedouro lateral;
- h_f = energia interna dissipada no trecho do canal;
- K = coeficiente para o cálculo da perda de carga localizada;
- L = comprimento do vertedouro lateral;
- n = coeficiente de rugosidade de Manning;
- n^* = número de lados do fluxo (1 ou 2);
- P = perímetro molhado;
- P = resultante da força de pressão atuando na seção;
- Q = vazão no canal;

q^* = taxa de vazão por unidade de largura no vertedouro lateral à distância “x” do início do vertedouro lateral;

Q_o = vazão de um orifício;

Q_{To} = vazão turbinada;

Q_{total} = vazão total, igual à vazão vertida mais vazão turbinada;

Q_{vert} = vazão vertida pelo vertedouro lateral;

R = raio hidráulico, definido pela relação A/P ;

S = altura da crista do vertedouro lateral em relação ao fundo do canal.

S_f = inclinação da linha de energia no canal principal;

S_o = inclinação do leito do canal principal;

T = largura máxima, definida pela relação dA/dy ;

u = componente da velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal;

v = velocidade média do escoamento na seção;

v_c = velocidade média do escoamento crítico na seção;

v_o = velocidade no orifício;

w = altura do orifício;

W = peso de água entre as seções;

x = distância ao longo da crista do vertedouro lateral a partir do seu início;

y = profundidade de água no canal;

\bar{y} = distância do centróide da área da seção transversal do fluxo até a superfície da água;

y_c = profundidade crítica no canal;

y_{cj} = profundidade crítica a jusante do vertedouro lateral;

y_{cm} = profundidade crítica a montante do vertedouro lateral;

y_j = profundidade a jusante do vertedouro lateral;

y_m = profundidade a montante do vertedouro lateral;

z = elevação do ponto acima do datum;

$\Delta h_{cont.}$ = perda de carga contínua, igual à h_f ;

Δh_{loc} = perda de carga localizada;

Δz = altura da soleira na seção de jusante da parede do orifício;

$\Delta Z_{máx}$ = altura máxima de soleira para que a mesma não exerça controle no escoamento;

α = coeficiente corretor de energia cinética (ou de Coriolis) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento;

β = coeficiente corretor da quantidade de movimento (ou de Boussinesq) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento;

β' = coeficiente de distribuição de pressão;

ϕ = ângulo que a velocidade faz em relação à horizontal no orifício;

γ = peso específico da água;

φ = influência da crista do vertedouro (método de Hager);

θ = dobro do ângulo de contração das paredes do canal;

η_0 = razão da velocidade do fluxo através do vertedouro lateral;

ρ = massa específica da água;

RESUMO

Através de ensaios em modelo reduzido, foi verificada a viabilidade de se reduzir o nível de água no canal de adução de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH) através de estruturas fixas instaladas no início do canal, que não necessitam de operação humana (não há comportas).

São dois os objetivos principais para a utilização destas estruturas: 1) reduzir os custos na construção da usina através da respectiva redução dos muros laterais no canal de adução – para canais de grande extensão, este custo pode ser bastante significativo, por se tratar de usinas de pequeno porte; 2) mitigar os riscos de operação de comportas, que, no caso de PCH's, caracteriza-se de alto risco, tendo em vista que este tipo de usina possui reservatório de pouco volume, o que, num caso de enchente, pode causar uma rápida subida no nível da água. É de bastante interesse, portanto, manter o nível de água no canal de adução variando dentro de uma pequena faixa, para qualquer nível de água no reservatório.

Com base nos estudos desenvolvidos, apresentam-se critérios de projeto de maneira a guiar o construtor / projetista na escolha de alternativas mais econômicas e seguras no projeto de Pequenas Centrais Hidrelétricas.

ABSTRACT

Reduced model tests were carried out in order to investigate the feasibility of water level reduction in a headrace of a hydro plant installation through fixed structures installed at the beginning of the headrace, which don't need human operation (there are no gates). Such reduction was satisfactorily verified.

The two main objectives for the utilization of these structures are: 1) to reduce the construction costs of the hydro plant, by the lowering of the side walls of the headrace – for long channels, this cost can be significant, even more considering we are dealing with small plants; 2) to mitigate the risk of operation of sluice gates: in the case of the small hydro plants, this operation is characterized by high risk, due the small capacity of the reservoir, causing a fast rising of the water level in case of floods. Thus, it is interesting keep the water level inside the headrace varying within a short range, for any water level of the reservoir.

In this work, design criterions are presented to guide the engineer on the choice of more economic and safer alternatives in the design of small hydro plants.

1. INTRODUÇÃO

Tendo em vista que boa parte dos grandes aproveitamentos hidrelétricos já está construída, e que o impacto ambiental que causam tem dificultado a obtenção de novas licenças para construção, o mercado de geração de energia hidrelétrica no Brasil está se voltando cada vez mais para a construção de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH's). As PCH's apresentam aspectos atrativos aos investidores, pois são de menor vulto e geram energia mais rapidamente em comparação às grandes usinas. São usinas com menos de 30 MW de potência instalada, e com uma pequena área de inundação (reservatório menor que 3,0 km²), o que as torna interessantes também do ponto de vista ambiental.

Segundo o CndPCH (Centro Nacional de Desenvolvimento de PCH), 253 usinas deste porte estão em operação atualmente no país, somando 1.277 MW de potência ao sistema nacional, o que corresponde a 1,35% da capacidade instalada das usinas em operação. Dos 27 estados brasileiros, apenas cinco não possuem usinas em operação, construção ou outorga. Levando em consideração o número de usinas em operação, construção e outorga, há cerca de 2.450 MW de potência instalada apenas com Pequenas Centrais Hidrelétricas. O Estado do Paraná conta com 30 PCH's em operação, com uma potência instalada total de 176.529 kW. Adicionalmente, quatro PCH's estão em construção e 16 em fase de outorga.

Na grande maioria das Pequenas Centrais Hidrelétricas, o descarregador de cheias é do tipo soleira livre (também conhecido como vertedouro de superfície), sem comportas. Desta maneira, evita-se a possibilidade de erros na operação das comportas, uma vez que em pequenas bacias a taxa de aumento da vazão nas enchentes pode ser muito grande, causando a rápida subida do nível de água no reservatório. Um operador de comporta trabalhando nestas condições poderia vir a ser surpreendido com essa situação, o que poderia conduzir a sérios prejuízos financeiros, e até à ocorrência do rompimento da barragem. Com o vertedouro do tipo soleira livre, o nível de água no reservatório fica controlado pela vazão afluente e pela sua capacidade de descarga, sem a interferência, portanto, da ação humana.

Muitas vezes, o aproveitamento hidro-energético de um curso de água, através de uma PCH, utiliza uma sucessão de quedas ou trechos de corredeiras para a geração de energia, com obras de barramento de pequena altura, utilizando um canal adutor construído a partir desse barramento, acompanhando uma mesma curva de nível, por onde o escoamento é conduzido para a movimentação das turbinas. A figura 1.1 ilustra este esquema de captação. Assim, se o canal de adução de água à usina está diretamente condicionado ao nível de água no reservatório, o seu muro lateral deve ser, por toda a extensão do canal, suficientemente alto para conter o nível de água máximo no reservatório. Constitui-se, portanto, um problema econômico quando esses canais de adução são longos, da ordem de quilômetros.

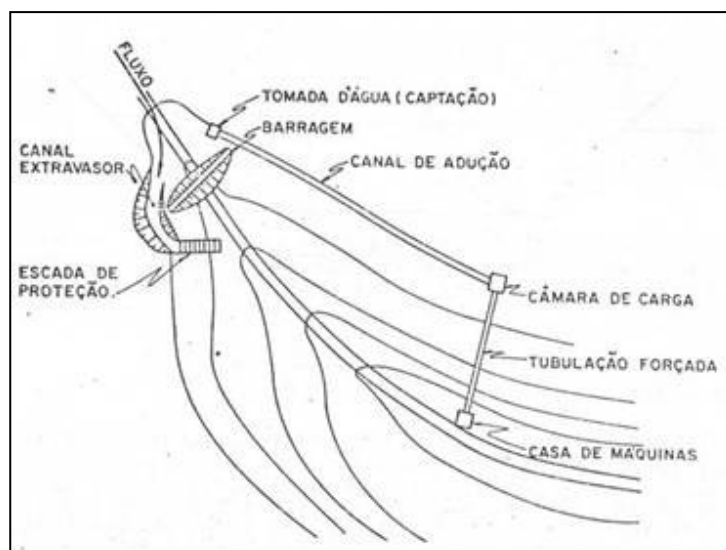


Figura 1.1 – Esquema típico de captação de água em uma PCH.

Há grande interesse em controlar automaticamente (sem operação de eventuais comportas) o nível de água no canal de adução, de tal forma que o mesmo fique restrito a uma faixa econômica, inferior ao nível máximo de enchente. Assim, há a necessidade de se conceber um dispositivo que o mantenha praticamente constante (ou dentro de uma faixa de variação aceitável), independentemente do nível de água no reservatório. Entende-se que é necessário introduzir uma forma adequada de dissipação de energia, equivalente ao desnível que esse dispositivo deve proporcionar.

A pesquisa bibliográfica realizada sobre o assunto identificou que esse tipo de dispositivo não tem sido considerado nos canais de adução às PCH's. Esta dissertação tratou, então, de conceber e estudar um arranjo hidráulico constituído de uma soleira ou de um estreitamento instalado no canal, com o único objetivo de reduzir a lâmina de água sem controlar o escoamento. Na seção contraída, com a implantação de uma comporta vertical, obteve-se a formação de um orifício com as seguintes condições de atuação: para o nível de água no reservatório menor ou igual ao nível normal, o orifício não afetará o escoamento; para níveis do reservatório acima do normal até o nível máximo maximorum, o orifício proporcionará a formação de um ressalto hidráulico que dissipará energia, provocando a desejada redução do nível de água no canal a jusante do ressalto.

Junto com o conjunto soleira / estreitamento e orifício, é necessária a instalação de um vertedouro lateral, com o objetivo de escoar a água em excesso no canal, principalmente no caso de uma parada na usina. Durante o processo de estudos, percebeu-se que o comportamento do vertedouro lateral reveste-se de certas complexidades, podendo ser considerado assunto pertinente no campo da hidráulica.

Desse modo, o presente trabalho apresenta características de grande interesse para o país e para o setor elétrico, pois pretende, por meio da automatização de certas operações, reduzir custos, falhas e riscos nas pequenas centrais hidrelétricas. Para isto sugerem-se critérios de projeto baseados em resultados de testes realizados em modelo reduzido e na modelagem teórica dos fenômenos, cujo objetivo é fornecer alternativas confiáveis ao projetista em seus estudos preliminares no que tange à redução de custos na construção e aumento de segurança na operação das PCH's.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Escoamentos em Canais

2.1.1. Princípio da Energia em Canais

2.1.1.1. Equação da Energia

Para um canal de pequena declividade, e considerando escoamento unidimensional, a aplicação do princípio da conservação de energia entre duas seções consecutivas fornece a equação (2.1), conforme indicado na figura 2.1.

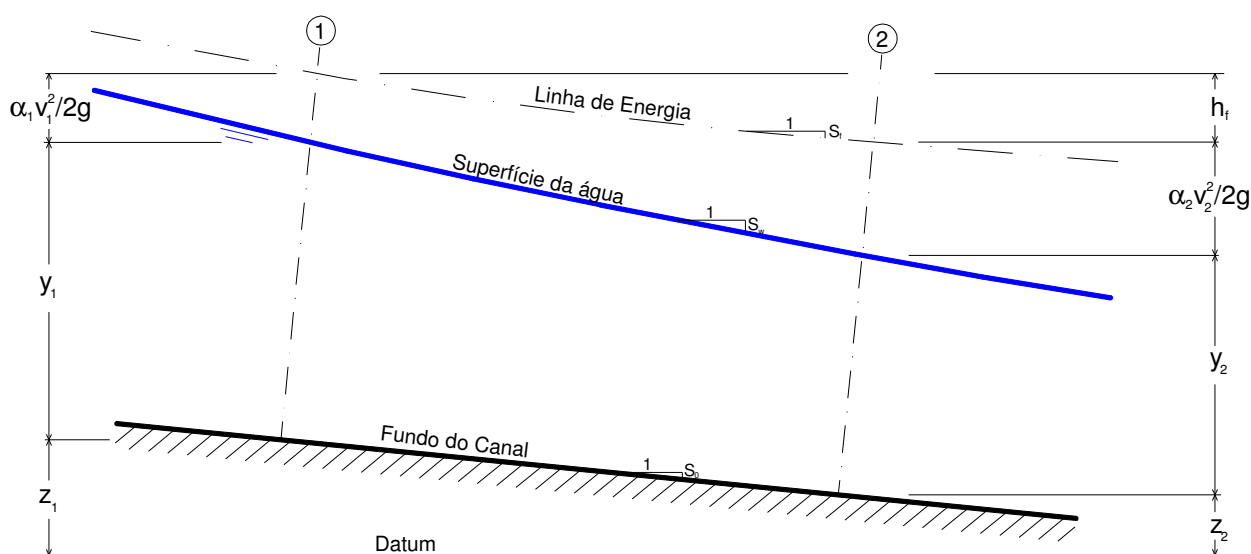


Figura 2.1 – Aplicação do Princípio da Energia em Canais

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (2.1)$$

Os índices 1 e 2 referem-se às respectivas seções consecutivas 1 e 2; z = elevação do ponto acima do datum; y = profundidade da água no canal; v = velocidade média do escoamento na seção; g = aceleração devido à gravidade; α = coeficiente corretor de energia cinética (ou de Coriolis) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento, e h_f = energia dissipada por unidade de peso (perda de carga) no trecho do canal. Esta equação é conhecida como Equação da Energia, e os seus termos com dimensão linear representam vários tipos de energia por unidade de peso.

A Energia Específica em uma seção de um canal é definida como a energia medida a partir do fundo do canal, e é dada pela seguinte equação:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (2.2)$$

Para canais retangulares, a equação (2.2) torna-se:

$$E = y + \alpha \frac{q^2}{2gy^2} \quad (2.3)$$

onde q é a vazão por unidade de largura do canal.

Fixando o valor de q , pode-se determinar a variação da energia específica com a profundidade do escoamento. A figura 2.2 ilustra esta variação para diferentes valores de q .

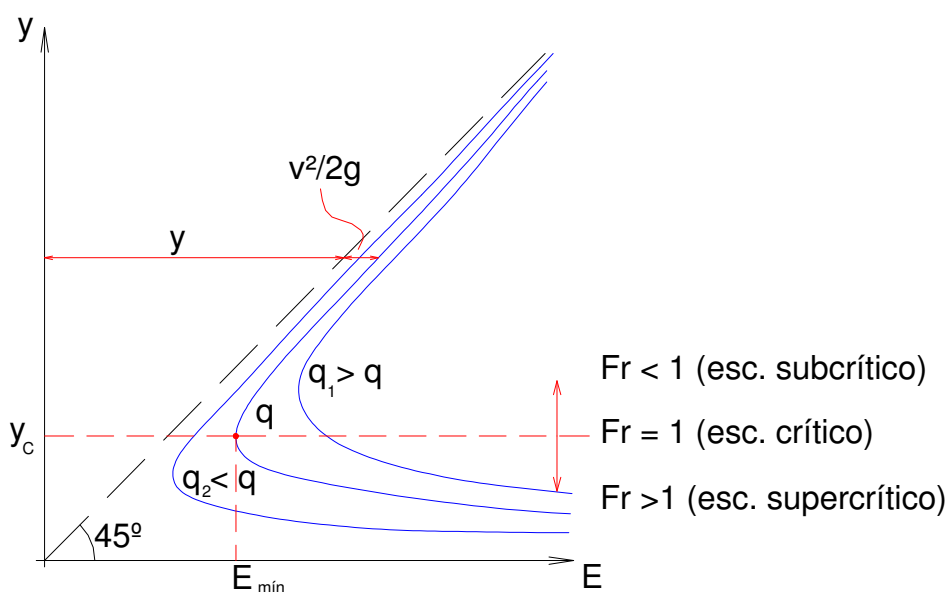


Figura 2.2 – Curva da Energia Específica

2.1.1.2. Escoamento crítico

O escoamento crítico é definido como aquele em que a energia específica é mínima, para uma dada vazão. É também o escoamento onde a vazão é máxima para uma dada energia específica. A profundidade, nesta seção, é dita profundidade crítica (y_c), e está indicada na figura 2.2. Diferenciando a equação da energia

específica para canais retangulares em relação à y , e igualando a zero, encontram-se algumas propriedades analíticas do escoamento crítico (HENDERSON[1966]):

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} E_{\min} \quad (2.4)$$

$$v_c = \sqrt{gy_c} \quad (2.5)$$

Onde v_c é a velocidade crítica e E_{\min} é a energia específica mínima para uma determinada vazão específica. A velocidade crítica, dada pela equação (2.5), é igual à velocidade com que uma onda longa de baixa amplitude se propaga em um canal com profundidade do escoamento y , em escoamento crítico, também chamada celeridade (equação 2.6 - (HENDERSON[1966])).

$$c = \sqrt{gy} \quad (2.6)$$

2.1.1.3. Escoamento Subcrítico e Supercrítico

Quando a velocidade do escoamento for menor do que a velocidade de propagação de um pequeno distúrbio no canal, ou seja, quando $v < \sqrt{gy}$, diz-se que o escoamento está em regime subcrítico (ou fluvial); caso contrário, quando $v > \sqrt{gy}$, o regime de escoamento é dito supercrítico (ou torrencial). Quando o escoamento é subcrítico, a onda provocada por um distúrbio no escoamento propaga-se para montante; o que não ocorre no escoamento supercrítico, onde a onda se propaga apenas para jusante.

De modo a avaliar quantitativamente o regime do escoamento, utiliza-se o número de Froude, definido como a razão da velocidade do escoamento sobre a velocidade da onda de baixa amplitude no canal (equação 2.7). Desta maneira, um número de Froude menor do que a unidade caracteriza o escoamento subcrítico, maior que a unidade o escoamento supercrítico, e igual à unidade o escoamento crítico. A reta horizontal tracejada na figura 2.2 ilustra a fronteira entre os escoamentos na curva da Energia Específica.

$$F_r = \frac{v}{c} = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (2.7)$$

Uma conclusão prática bastante importante advinda da análise do regime de um escoamento pode, então, ser estabelecida: como, em um escoamento subcrítico, um distúrbio pode se mover para montante, qualquer mecanismo que controle o escoamento - uma comporta, por exemplo – têm seus efeitos sentidos a montante. Assim, diz-se que um escoamento subcrítico está sujeito a um *controle de jusante*. Da mesma maneira, como em um escoamento supercrítico a informação é propagada apenas para jusante, diz-se que o mesmo está sujeito a um *controle de montante*. Cabe ressaltar que um controle caracteriza-se por estabelecer uma relação unívoca entre profundidade e vazão em suas vizinhanças. A seção do canal em que esta relação é estabelecida chama-se seção de controle. Portanto, um controle transforma o escoamento a montante em subcrítico e a jusante em supercrítico.

2.1.1.4. Efeito de uma soleira e de um estreitamento – O problema da transição

De acordo com a figura 2.2, para uma mesma vazão específica, as profundidades de água no canal variam com a energia específica. Como a energia específica é medida a partir do fundo de um canal, uma sobre-elevação do mesmo (como uma soleira) acarreta em uma redução ou uma elevação no nível de água do canal, dependendo do regime do escoamento, como pode ser observado na figura 2.3:

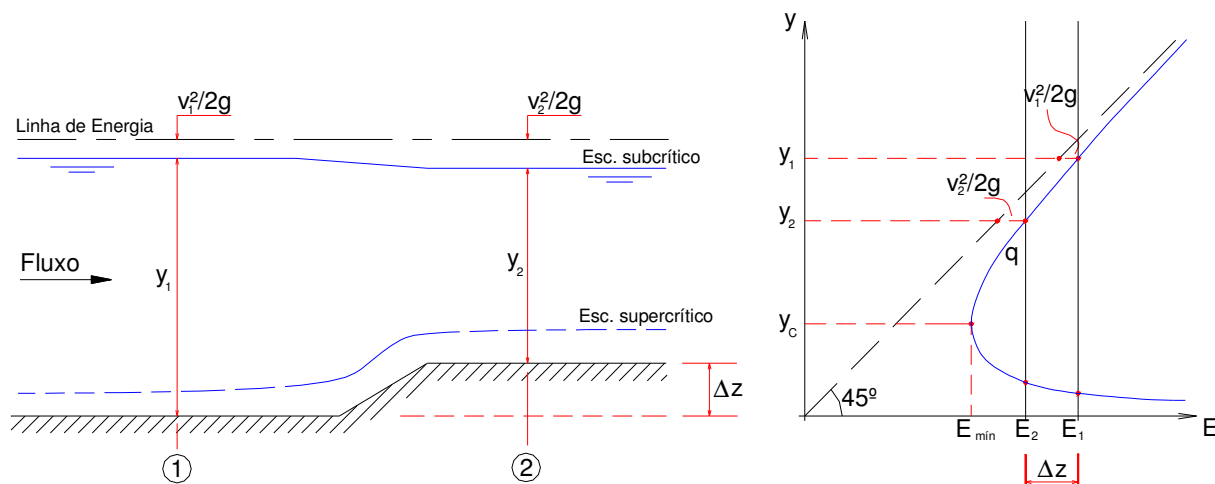


Figura 2.3 – Uso da curva da Energia Específica em uma soleira

A figura 2.3 mostra que quando o escoamento é subcrítico, uma sobre-elevação no leito do canal resulta em uma redução no nível de água na seção da soleira. Já para o escoamento supercrítico, uma sobre-elevação no leito do canal resulta em uma elevação do nível de água na seção da soleira. Estas reduções / elevações estão condicionadas à profundidade crítica e sua respectiva energia mínima. Quando a energia específica for mínima na seção da soleira, ou seja, quando a profundidade for crítica, a soleira está na iminência de exercer controle sobre o fluxo. Qualquer sobre-elevação adicional fará com que a soleira exerça controle e mude o regime do escoamento. A condição limite, portanto, para que uma soleira não exerça controle sobre o escoamento é dada por:

$$\Delta z_{m\acute{a}x} = E_1 - E_{m\acute{i}n} \quad (2.8)$$

Onde $\Delta z_{m\acute{a}x}$ é a altura máxima de soleira para que a mesma não exerça controle no escoamento.

Um estreitamento na largura do canal também pode exercer controle sobre o escoamento, uma vez que ele altera a vazão específica. Como se pode observar pela figura 2.2, um aumento na vazão específica (causada por um estreitamento) aumenta o valor da profundidade crítica e, conseqüentemente, da energia mínima. Portanto, a condição limite para que o estreitamento não exerça controle sobre o

escoamento é quando a energia específica de montante se igualar à energia mínima na seção estrangulada ($E_1 = E_{mín}$).

2.1.2. Princípio da Quantidade de Movimento em Canais

2.1.2.1. Equação da Quantidade de Movimento

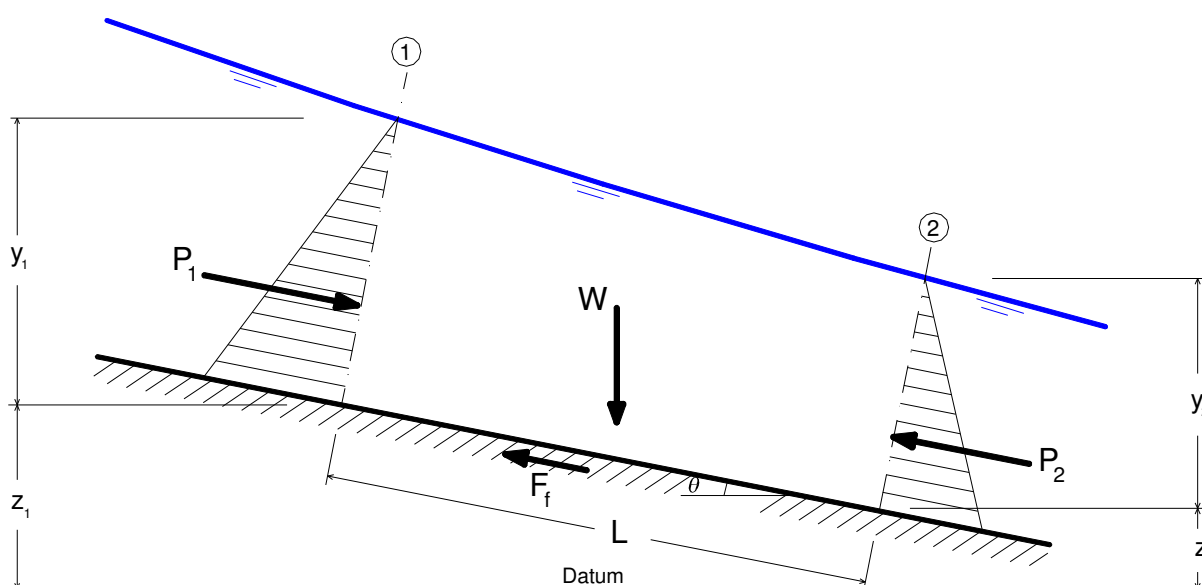


Figura 2.4 – Aplicação do Princípio da Quantidade de Movimento em canais

De acordo com a segunda lei do movimento de Newton, a resultante das forças externas atuando em um corpo é igual à taxa de variação da quantidade de movimento no corpo. A aplicação deste princípio ao volume compreendido entre as seções 1 e 2 (figura 2.4) fornece a seguinte equação, conhecida como Equação da Quantidade de Movimento:

$$Q\gamma(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (2.9)$$

Onde: os índices 1 e 2 referem-se às seções 1 e 2 respectivamente; Q = vazão no canal; P = resultante da força de pressão atuando na seção; γ = peso específico da água; β = coeficiente de correção da quantidade de movimento (ou de Boussinesq) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento; W = peso de água entre as seções, e F_f = força externa

total de atrito e resistência atuante ao longo da superfície de contato entre a água e o canal.

As forças P_1 e P_2 na equação (2.9), caso não sejam representativas de uma distribuição de pressões hidrostática (por exemplo, em escoamentos não retilíneos), podem ser consideradas como tal, e corrigidas através de coeficientes de distribuição de pressão para cada seção, respectivamente, β'_1 e β'_2 . O coeficiente β' é maior do que 1 em seções com fluxo côncavo, menor do que 1 em seções para fluxo convexo e igual a 1 para seções com fluxo paralelo (CHOW [1959]).

Quando aplicado em um canal horizontal, e ignorando a resistência causada pelas paredes do canal e os coeficientes corretores, o princípio da quantidade de movimento fornece a seguinte equação:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \quad (2.10)$$

Onde \bar{y} é a distância do centróide da área da seção transversal do escoamento até a superfície da água.

Cada membro da equação (2.10) é chamado força específica¹, dada pela equação (2.11):

$$M = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A \quad (2.11)$$

2.1.2.2. Similaridades entre o Princípio da Energia e o Princípio da Quantidade de Movimento

Dentro de certas condições de escoamento (coeficientes de distribuição de pressões e de velocidades iguais à unidade e canal de baixa declividade), a utilização da equação da energia pode gerar resultados idênticos à aplicação da equação da quantidade de movimento. Cabe, no entanto, uma discussão relativa à

¹ Também conhecida por outros nomes, como Função quantidade de movimento ou Fluxo de momento.

definição teórica da perda de carga em cada equação. Ambas as equações apresentam termos relativos à perda de carga: h_f na equação da energia, e a força F_f , aplicada ao comprimento L , na equação da quantidade de movimento. No entanto, estes termos possuem significados diferentes em cada equação. Na equação da energia, a perda de carga refere-se a perdas *internas* de energia, enquanto na equação da quantidade de movimento as perdas referem-se a perdas devido a forças *externas*. Portanto, quando as perdas internas forem idênticas às perdas externas, e dentro das condições de escoamento enunciadas no início do parágrafo, não há distinção na aplicação das equações em questão.

Uma outra diferença entre os dois princípios reside no fato de que energia é uma quantidade escalar, enquanto quantidade de movimento é uma quantidade vetorial (CHOW [1959]).

2.1.2.3. O Ressalto Hidráulico

Muito embora o princípio da energia ofereça uma compreensão mais simples e clara, alguns problemas são mais facilmente resolvidos e modelados através do princípio da quantidade de movimento. Dentre eles, destaca-se o ressalto hidráulico.

Como comentado anteriormente, um controle produz escoamento subcrítico a montante e supercrítico a jusante. Quando ocorre o conflito entre a influência de dois controles (o encontro de um escoamento supercrítico com um escoamento subcrítico), há a necessidade do escoamento passar de um regime ao outro. Esta passagem é uma característica do fluxo e se dá de forma abrupta em um pequeno trecho do canal, através de um fenômeno chamado ressalto hidráulico, cuja principal característica é a de vir acompanhado de uma considerável turbulência e respectiva perda de energia.

Como o ressalto hidráulico envolve uma perda considerável de energia interna, a aplicação do princípio da energia resultaria em uma variável desconhecida adicional - h_f -, pois tal princípio exige o conhecimento das perdas internas que ocorrem no trecho em análise. A omissão deste termo, obviamente, causaria erros

consideráveis. No entanto, a aplicação do princípio da quantidade de movimento oferece uma solução viável, já que não é mais necessário se lidar com as perdas internas. As perdas devidas às forças externas, no entanto, podem ser tranqüilamente omitidas, uma vez que o fenômeno ocorre em um pequeno trecho, além de que tais perdas, quando comparadas com as perdas internas, são absolutamente não-representativas.

Portanto, utilizando o princípio da quantidade de movimento para analisar o fenômeno do ressalto hidráulico, conclui-se, através das equações (2.10) e (2.11) que, caso as forças externas atuantes possam ser desconsideradas, a força específica no ressalto é constante. Havendo uma força interna atuante entre as seções, a diferença entre as forças específicas de cada seção não mais será nula, mas igual à razão entre a força atuante e o peso específico da água, conforme a equação (2.12) (HENDERSON [1966]). A figura 2.5 ilustra estas conclusões, bem como apresenta o gráfico da variação da força específica com a profundidade. As profundidades correspondentes aos pontos 2 e 3 em (c) na figura 2.5 são chamadas profundidades conjugadas do ressalto hidráulico, correspondentes às profundidades a montante e a jusante do ressalto.

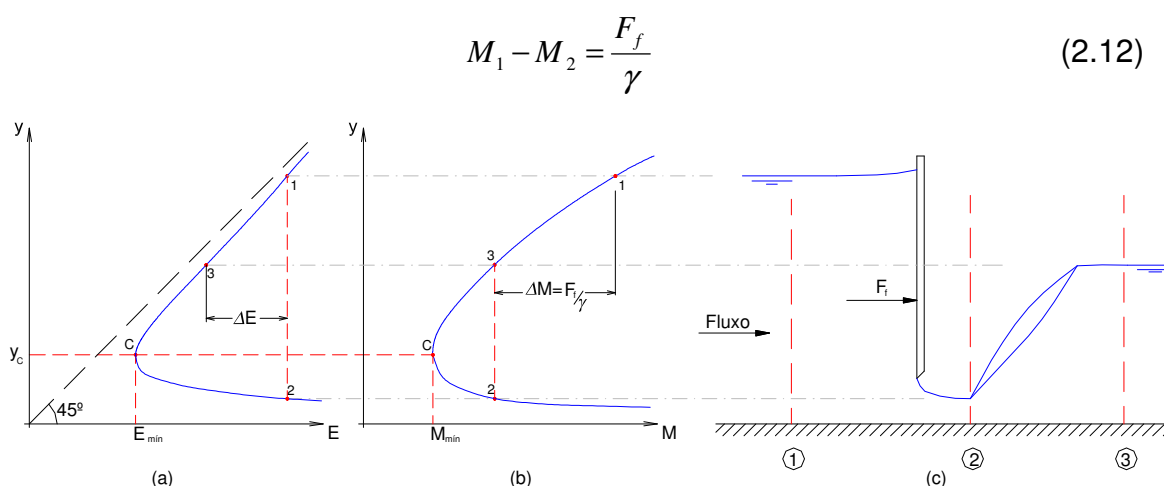


Figura 2.5 – Comportamento da Força Específica em comparação com a Energia Específica

É interessante perceber que, da mesma maneira que a profundidade crítica no gráfico da energia específica está associada à energia mínima, ela também está

associada à força específica mínima no gráfico da força específica (CHOW [1959]), conforme ilustrado na figura 2.5.

2.2. Vertedouros Laterais

2.2.1. Considerações Gerais

Vertedouros Laterais são estruturas que podem atuar como controle hidráulico e cuja característica principal é a de desviar a vazão de um canal principal para um canal (ou reservatório) lateral quando o nível de água no canal principal atinge uma determinada cota referente à crista do vertedouro lateral. Os vertedouros laterais têm seu uso bastante difundido em canais de irrigação, onde a vazão adicional devido a cheias é desviada através do vertedouro lateral, garantindo assim a capacidade de vazão do canal a jusante. Podem-se citar algumas outras aplicações recorrentes dos vertedouros laterais:

- Canais navegáveis;
- Estruturas de controle em rios;
- Estações de tratamento de água e esgoto;
- Vertedouros adicionais em reservatórios.

Embora tenham seu uso difundido na engenharia, os vertedouros laterais possuem um comportamento complexo, tendo em vista que as condições de fluxo variam ao longo do vertedouro, diferentemente dos vertedouros transversais tradicionais, cuja modelagem teórica é um campo bem conhecido da Engenharia Hidráulica e onde as condições de fluxo podem ser determinadas por equações relativamente simples. Os fatores principais que dificultam a análise do comportamento do fluxo em um vertedouro lateral são:

- O fluxo é tridimensional, com o escoamento próximo à crista do vertedouro sendo desviado, enquanto que nas camadas próximas ao leito e ao lado oposto do canal o escoamento praticamente não é afetado pelo vertedouro lateral;

- Diferentemente dos vertedouros transversais, o escoamento passa pelo vertedouro lateral em ângulos oblíquos, ângulos estes que variam com a velocidade do fluxo;
- A carga atuante no vertedouro lateral varia ao longo da crista do mesmo, causando uma mudança na vazão específica do vertedouro lateral.

Os fatores descritos acima tornam difícil a análise das condições de fluxo, e fazem com que os métodos de projeto para vertedouros laterais não sejam tão simples quanto os vertedouros transversais, tornando-se necessária a utilização de resultados experimentais ou numéricos para verificar a validade dos métodos propostos e seus limites de validade.

2.2.2. Teoria Geral dos Vertedouros Laterais

Como já mencionado anteriormente, o escoamento nas vizinhanças de um vertedouro lateral caracteriza-se pela tridimensionalidade e pela complexidade. Não obstante, é interessante que os engenheiros hidráulicos tenham em mãos processos de cálculo práticos e fáceis de aplicar. Desta maneira, os métodos existentes – não considerando os métodos numéricos dos pacotes de programas de Mecânica dos Fluidos Computacional – são baseados em simplificações do escoamento (fluxo unidimensional) e utilização dos coeficientes de correção da quantidade de movimento e de correção da energia cinética (coeficiente de Boussinesq e de Coriolis, respectivamente) para compensar a não-uniformidade da distribuição de velocidades. O ângulo oblíquo pelo qual a água passa pelo vertedouro lateral é compensado pelo coeficiente de descarga.

Desta maneira, a opção mais prática para produzir resultados satisfatórios sobre a capacidade de descarga de vertedouros laterais é pela solução da equação unidimensional do fluxo espacialmente variado com decréscimo de vazão. Esta equação apresenta duas formas alternativas, dependendo se foi derivada a partir da conservação da quantidade de movimento ou da energia no canal principal.

2.2.2.1. Equação da Energia

A equação da energia torna-se uma alternativa para a dedução da equação do fluxo espacialmente variado por se tratar de um fluxo com decréscimo de vazão. No caso inverso de acréscimo de vazão, o desconhecimento das perdas internas causadas pela respectiva turbulência gerada inviabilizaria o seu uso. Na derivação da equação do fluxo espacialmente variado com decréscimo de vazão utilizando a equação da energia são feitas as seguintes suposições (MAY *et al.* [2003] e HENDERSON [1966]):

- O fluxo é unidirecional;
- O efeito da não-uniformidade da distribuição de velocidades no canal principal é corrigido pelo coeficiente de energia α (coeficiente de Coriolis);
- A distribuição de pressões no fluxo é hidrostática;
- O efeito do arrastamento de ar é negligenciado;
- A superfície de água em qualquer seção transversal do canal principal é horizontal, embora variando com a distância ao longo do canal;
- Não há perda de energia quando da curvatura do fluxo em direção à crista do vertedouro lateral

Com base nas suposições acima, a variação da profundidade do escoamento “y” em relação à distância ao longo da crista do vertedouro lateral a partir do seu início, “x”, pode ser escrita como (MAY *et al.* [2003]):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \alpha \frac{q_* Q}{gA^2}}{1 - \frac{\alpha B Q^2}{gA^3}} \quad (2.13)$$

Onde: A = área da seção transversal do fluxo no canal; B = largura do canal; q_* = taxa de vazão por unidade de largura no vertedouro lateral à distância “x” do

início do vertedouro lateral; Q = vazão no canal; S_f = inclinação da linha de energia no canal principal; S_o = inclinação do leito do canal principal.

A equação (2.13) é válida para canais retangulares. Para canais não-retangulares, a equação toma a seguinte forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f - \alpha \frac{q_* Q}{gA^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^2 D}} \quad (2.14)$$

Onde: D = profundidade hidráulica, definida pela relação A/T , com T representando a largura máxima do escoamento, definida pela relação dA/dy .

Por definição, o termo S_f nas equações (2.13) e (2.14) refere-se às perdas internas, já que estas equações foram desenvolvidas a partir do princípio da energia. No entanto, muitos autores dispensam este rigor teórico, calculando S_f através de equações como a de Manning (equação 2.15), que considera as perdas provocadas pelo atrito das paredes do canal.

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (2.15)$$

Onde: n = coeficiente de rugosidade de Manning; R = raio hidráulico, definido pela relação A/P , onde P é o perímetro molhado.

A vazão por unidade de largura no vertedouro lateral é dada por (MAY *et al.* [2003]):

$$q_* = -\frac{2}{3} \sqrt{2g} C_D (y - S)^{3/2} \quad (2.16)$$

Onde: C_D = coeficiente de descarga; S = altura da crista do vertedouro lateral em relação ao fundo do canal.

Assumindo que a energia específica é constante ao longo de todo o vertedouro lateral, que o coeficiente α é igual à unidade e considerando canal horizontal ($S_0 = S_f = 0$), obtém-se a seguinte equação diferencial:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 C_D}{3 B} \frac{\sqrt{(E-y)(y-S)^3}}{3y-2E} \quad (2.17)$$

DE MARCHI [1934] foi o primeiro a integrar a equação (2.17). Considerando que C_D é independente de x , ele obteve a seguinte expressão:

$$x = \frac{3B}{2C_D} \phi(y, E, S) + cte \quad (2.18)$$

onde

$$\phi(y, E, S) = \left[\frac{2E-3S}{E-S} \sqrt{\frac{E-y}{y-S}} - 3 \operatorname{sen}^{-1} \sqrt{\frac{E-y}{E-S}} \right] \quad (2.19)$$

Designando o início e o final do vertedouro pelos sufixos 1 e 2, respectivamente, tem-se:

$$L = \frac{3}{2} \frac{B}{C_D} (\phi_2 - \phi_1) \quad (2.20)$$

Onde: L = comprimento do vertedouro lateral.

Em algumas referências, como SUBRAMANYA e AWASTHY[1972], BORGHEI *et al.* [1999], onde o coeficiente de descarga C_D é aplicado na equação de DeMarchi, o mesmo é chamado de C_M (coeficiente de DeMarchi).

A hipótese da constância da energia específica ao longo do vertedouro lateral, utilizada para a dedução da equação de DeMarchi, foi verificada por alguns autores: EL-KHASHAB e SMITH [1976] estimaram um valor de 5% de diferença na energia específica entre os dois extremos do vertedouro lateral, para escoamento subcrítico; RANGA RAJU *et al.* [1979] obtiveram um valor médio de 2% para a mesma condição, enquanto BORGHEI *et al.* [1999] obtiveram um valor médio de 3,7%. Estes valores demonstram que a hipótese em questão pode ser considerada válida para escoamento subcrítico. No entanto, sabe-se que a hipótese de que o

coeficiente α é igual à unidade não é verdadeira, uma vez que a retirada de água do canal através do vertedouro lateral torna o perfil de velocidades absolutamente não-uniforme nas vizinhanças do vertedouro. Este fato – acrescido da possibilidade de canais com grande rugosidade ou não horizontais – impõe restrições à utilização da expressão desenvolvida por DeMarchi.

2.2.2.2. Equação da Quantidade de Movimento

A equação da quantidade de movimento também pode ser utilizada para analisar o comportamento hidráulico do vertedouro lateral. Como esta equação não leva em consideração as perdas internas, seu uso evita quaisquer erros associados à hipótese de que a energia é constante ao longo do vertedouro lateral (consideram-se apenas as perdas devido às forças de atrito das paredes do canal). Na derivação da equação do fluxo espacialmente variado com decréscimo de vazão utilizando a equação da quantidade de movimento são feitas as seguintes suposições:

- O fluxo é unidirecional;
- O efeito da não-uniformidade da distribuição de velocidades no canal principal é corrigido pelo coeficiente corretor da quantidade de movimento β (coeficiente de Boussinesq)
- A distribuição de pressões no fluxo é hidrostática;
- O efeito do arraste de ar é negligenciado;
- A superfície de água em qualquer seção transversal do canal principal é horizontal, embora variando com a distância ao longo do canal;

Com base nas suposições acima, a equação pode ser escrita como (MAY *et al.* [2003]):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2\beta - \frac{u}{v}\right) \frac{q_* Q}{gA^2}}{1 - \frac{\beta B Q^2}{gA^3}} \quad (2.21)$$

Onde: u = componente da velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal;

A equação (2.21) é válida para canais retangulares. Para canais não-retangulares, toma a seguinte forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2\beta - \frac{u}{v}\right) \frac{q_* Q}{gA^2}}{1 - \frac{\beta Q^2}{gA^2 D}} \quad (2.22)$$

É interessante notar que, caso seja assumida uma distribuição de velocidades uniforme, β e α serão iguais a 1 e u será igual à v , o que, o que torna idênticas as equações (2.14) e (2.22). Isto mostra que as equações unidimensionais do fluxo espacialmente variado utilizando os princípios da energia e da quantidade de movimento são equivalentes se a distribuição de velocidades no canal principal for assumida uniforme (MAY *et al.* [2003]). Em caso contrário, as equações (2.14) e (2.22) não necessariamente fornecerão os mesmos resultados.

2.2.3. Efeito do Número de Froude

O perfil longitudinal da água ao longo do vertedouro lateral dependerá das condições de fluxo a montante do mesmo, no canal principal. MAY *et al.* [2003] apresentaram quatro tipos básicos de comportamento do perfil longitudinal, em função do número de Froude a montante e a jusante do vertedouro lateral (F_{rm} e F_{rj} , respectivamente), ilustrados na figura 2.6.

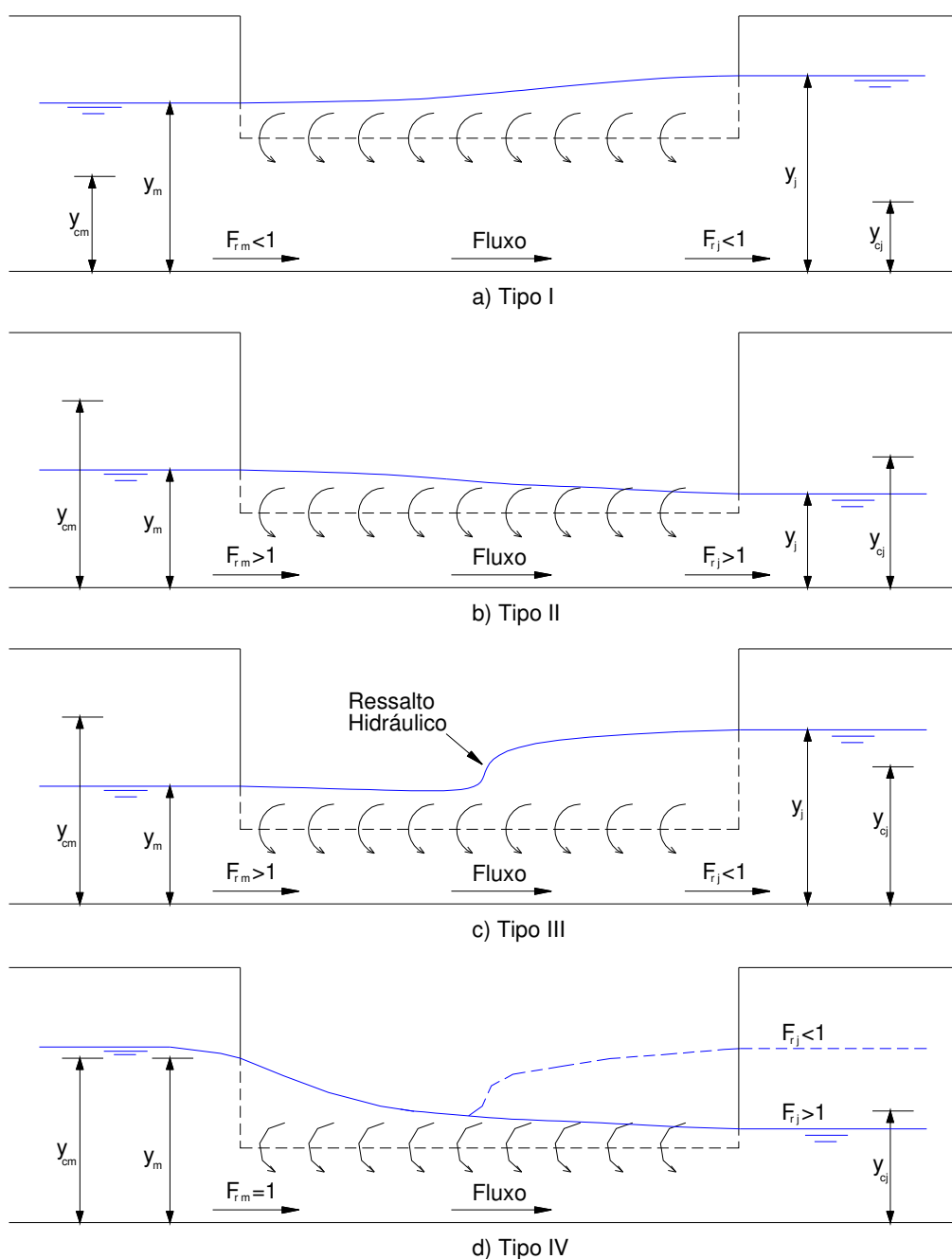


Figura 2.6 – Tipos de perfis longitudinais do escoamento em vertedouros laterais

Os demais símbolos da figura 2.6 têm os seguintes significados: y_m = profundidade a montante do vertedouro lateral; y_j = profundidade a jusante do vertedouro lateral; y_{cm} = profundidade crítica a montante do vertedouro lateral, e y_{cj} = profundidade crítica a jusante do vertedouro lateral.

Os quatro tipos básicos de perfis que podem ocorrer são assim definidos:

- a) Tipo I – O fluxo permanece subcrítico ($Fr < 1$) por toda a extensão do vertedouro lateral. Ocorre geralmente em canais horizontais ou com pequenas declividades. A característica principal é a de que o nível de água aumenta ao longo do vertedouro lateral, na direção do fluxo. Analisando as equações (2.13), (2.14), (2.21) e (2.22), percebe-se que o último termo do denominador corresponde ao número de Froude. Portanto, para $Fr < 1$ e canal com baixa declividade ($S_0 \approx S_f$), a relação dy/dx é positiva, o que corresponde a uma elevação do nível de água na direção de jusante.
- b) Tipo II – O fluxo permanece supercrítico ($Fr > 1$) por toda a extensão do vertedouro lateral. Esta condição pode ocorrer, por exemplo, em um canal com alta declividade que não esteja sujeito a um controle de jusante. Neste tipo de perfil, ao contrário do Tipo I, o nível de água decresce ao longo do vertedouro lateral, na direção do fluxo. A mesma análise aplicada ao perfil do Tipo I pode ser feita aqui, onde, para $Fr > 1$, a relação dy/dx é negativa.
- c) Tipo III – Neste caso ocorre um misto dos dois casos anteriores. A montante do vertedouro lateral o fluxo é supercrítico ($Fr > 1$), enquanto que a jusante o fluxo é subcrítico ($Fr < 1$). Desta maneira, ocorre um ressalto hidráulico em algum ponto ao longo do vertedouro lateral. Esta situação pode ocorrer, por exemplo, em um canal de grande declividade sujeito a um controle de jusante.
- d) Tipo IV – O fluxo a montante do vertedouro lateral é supercrítico, mas tendendo a crítico ($Fr = 1$) à medida que se aproxima do início do vertedouro. A partir deste ponto, o fluxo acelera e pode seguir conforme o Tipo II ou o Tipo III, dependendo da declividade do canal ou da presença de um controle de jusante.

2.2.4. Vazão pelo Vertedouro Lateral

Muito embora as equações (2.13) a (2.22) forneçam uma abordagem teórica consistente do problema da previsão da vazão e do perfil longitudinal em um vertedouro lateral, alguns autores apresentam formulações empíricas e teóricas diferentes. Os métodos apresentados na seqüência referem-se apenas a canais retangulares.

SUBRAMANYA e AWASTHY [1972] utilizaram o método de DeMarchi e propuseram uma equação, através de confirmações experimentais, para o coeficiente de DeMarchi, tanto para fluxo subcrítico ou supercrítico a montante.

$$C_M = \begin{cases} 0,864 \left(\frac{1 - F_{rm}^2}{2 + F_{rm}^2} \right)^{1/2}, & \text{para } F_{rm} < 1 \\ 0,36 - 0,08 F_{rm}, & \text{para } F_{rm} > 1 \end{cases} \quad (2.23)$$

NEVES [1977] admitiu que a superfície da água ao longo do vertedouro lateral varia linearmente, e propôs a seguinte equação para o cálculo da vazão em função das profundidades no início e no fim do vertedouro lateral:

$$Q_{vert} = \frac{2}{5} C_D L \sqrt{2g} \frac{y_j^{5/2} - y_m^{5/2}}{y_j - y_m} \quad (2.24)$$

Onde Q_{vert} é a vazão vertida pelo vertedouro lateral. Para o coeficiente de descarga C_D , é recomendado o valor de 0,414 para soleira delgada, podendo variar de 0,49 a 0,57 quando a crista é arredondada. A equação (2.24) apresenta a desvantagem de que há a necessidade de se saber os níveis de água nos dois extremos do vertedouro, enquanto que nas equações anteriores o nível de água em um dos extremos é uma das incógnitas do problema.

RAMAMURTHY *et al.* [1978] apresentaram o chamado Modelo Hidrodinâmico do Vertedouro Lateral, válido para as seguintes condições: canal horizontal; fluxo subcrítico a montante e relação L/B variando de zero a um ($0 < L/B \leq 1$). Os autores

consideram também que o perfil de água ao longo do vertedouro lateral é horizontal. As equações (2.25) a (2.30) sintetizam o método:

$$Q_{vert} = \frac{Lv_m^3}{g} f\left(\eta_0, \frac{L}{B}\right) \quad (2.25)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{\left(1 + \frac{2}{F_0^2}\right)^{1/2}} \quad (2.26)$$

$$F_0 = \frac{v_m}{\sqrt{gh_0}} \quad (2.27)$$

$$h_0 = y_m - S \quad (2.28)$$

$$f\left(\eta_0, \frac{L}{B}\right) = (1 - \eta_0^3) \left(\frac{c_3}{3} + \frac{0,203}{\eta_0^3} \right) + (1 - \eta_0) \left(c_2 + \frac{c_1}{\eta_0} \right) \quad (2.29)$$

$$c_1 = -0,54 + 0,25 \frac{L}{B}; \quad c_2 = 0,058 + 0,234 \frac{L}{B}; \quad c_3 = 0,13 - 0,49 \frac{L}{B} \quad (2.30)$$

Onde: v_m é a velocidade a montante do vertedouro lateral.

RANGA RAJU *et al.* [1979] apresentaram, também baseados em confirmações experimentais, a seguinte relação para a determinação do coeficiente de DeMarchi em vertedouros laterais com soleira delgada:

$$C_M = 0,81 - 0,6F_{rm} \quad (2.31)$$

Para soleira espessa, é proposto que o coeficiente de DeMarchi seja minorado multiplicando-o pelo parâmetro K, dado por:

$$K = \begin{cases} 0,8 + 0,1 \frac{y_m - S}{e}, & \text{para } \left(\frac{y_m - S}{e} \right) < 2 \\ 1, & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (2.32)$$

Onde e é a espessura da soleira espessa do vertedouro lateral.

HAGER [1987] apresentou uma formulação para o coeficiente de descarga do vertedouro lateral apresentado na equação (2.16), levando em consideração diversos fatores como: o efeito da profundidade do fluxo, do ângulo do fluxo pelo vertedouro lateral, da velocidade de aproximação, e da forma do canal, no caso de canais com contração (equações 2.33 a 2.36).

$$C_D = \frac{9}{10\sqrt{2}} n_* \varphi \sqrt{H^3} \frac{(Y-W)^{3/2}}{(y-S)^{3/2}} \left[\frac{1-W}{3-2Y-W} \right]^{1/2} \left\{ 1 - (\theta + S_0) \left[\frac{3(1-Y)}{Y-W} \right]^{1/2} \right\} \quad (2.33)$$

$$Y = \frac{y}{E} \quad (2.34)$$

$$W = \frac{S}{E} \quad (2.35)$$

$$\varphi = \left\{ 1 + \left[\frac{\left(\frac{E-S}{E} \right)^3}{7} \right] \right\}, \text{ para soleira delgada} \quad (2.36)$$

$$\varphi = 1 - \frac{2}{9 \left[1 + \left(\frac{E-S}{e} \right)^4 \right]}, \text{ para soleira espessa}$$

Onde: n_* = número de lados do fluxo (1 ou 2); φ = influência da forma crista do vertedouro e θ = dobro do ângulo de contração das paredes do canal.

Para o caso em que a crista do vertedouro está no fundo do canal ($S = 0$), o autor apresenta a seguinte equação para C_D :

$$C_D = 0,485 \left[\frac{(2 + F_r^2)}{(2 + 3F_r^2)} \right]^{1/2} \quad (2.37)$$

Nesta equação, o número de Froude não é o de montante, mas sim o que varia ao longo da crista do vertedouro lateral.

SWAMEE *et al.* [1994] propuseram uma formulação para o coeficiente de descarga para fluxo com ou sem restrição (isto é, com ou sem paredes para “guiar” o fluxo após o vertedouro lateral), levando também em consideração a espessura da soleira:

Para fluxo irrestrito:

$$C_D = 0,447 \left\{ \left[\left(\frac{44,7}{50 + \eta_s} \right)^{6,67} + \left(\frac{\eta_s}{\eta_s + 1} \right)^{6,67} \right] \left[\left(\frac{1,8}{\eta_e} \right)^{18} + 1 \right]^{-1} + \dots \right. \\ \left. \dots 1,4 \left(\frac{1 + 5,5\eta_e^{0,02}}{1 + 5,5\eta_e^{0,02} + 0,235\eta_e^{3,3} + 0,00588\eta_e^7} \right)^{6,67} \left[1 + \left(\frac{\eta_e}{2} \right)^{18} \right]^{-1} \right\}^{-0,15} \quad (2.38)$$

Para fluxo restrito:

$$C_D = 0,465 \left\{ \left[\left(\frac{46,5}{41,1 + \eta_s} \right)^{10} + \left(\frac{\eta_s}{\eta_s + 1} \right)^{10} \right] \left[\left(\frac{1,8}{\eta_e} \right)^{18} + 1 \right]^{-1} + \dots \right. \\ \left. \dots 1,484 \left(\frac{1 + 2,9\eta_e^{0,02}}{1 + 2,9\eta_e^{0,02} + 0,224\eta_e^{1,79} + 0,0112\eta_e^{1,69}} \right)^{10} \left[1 + \left(\frac{\eta_e}{2} \right)^{18} \right]^{-1} \right\}^{-0,1} \quad (2.39)$$

$$\eta_s = \frac{(y - S)}{S} \quad (2.40)$$

$$\eta_e = \frac{(y - S)}{e} \quad (2.41)$$

Os autores assumiram que se η_e for menor do que 1, o vertedouro lateral pode ser considerado como de soleira espessa; para η_e maior do que 3, de soleira delgada. Valores intermediários classificam-se como em zona de transição. Foi utilizada a equação unidimensional do fluxo espacialmente variado utilizando o princípio da energia (equação 2.1), concomitantemente com as equações (2.38) a (2.41) para o confronto dos resultados teóricos com os experimentais.

SINGH *et al.* [1994] propuseram a seguinte equação para o coeficiente de DeMarchi:

$$C_M = 0,33 - 0,18F_{rm} + 0,49\left(\frac{S}{y_m}\right) \quad (2.42)$$

JALILI e BORGHEI [1996], a partir de diversos ensaios experimentais, apresentam uma nova equação para o coeficiente de DeMarchi:

$$C_M = 0,71 - 0,41F_{rm} + 0,22\left(\frac{S}{y_m}\right) \quad (2.43)$$

BORGHEI *et al.* [1999] aprimoraram a equação (2.43), acrescentando um parâmetro adimensional ao cálculo do coeficiente de DeMarchi, através da aplicação do método dos mínimos quadrados para a determinação dos coeficientes da curva ajustada aos resultados experimentais:

$$C_M = 0,7 - 0,48F_{rm} - 0,3\left(\frac{S}{y_m}\right) + 0,06\left(\frac{L}{B}\right) \quad (2.44)$$

Os autores também discutiram o sinal do coeficiente do parâmetro $\frac{S}{y_m}$, bem como a hipótese da constância da energia ao longo do vertedouro lateral necessária à aplicação do método de DeMarchi.

Finalmente, MAY *et al.* [2003] apresentaram a seguinte equação para o coeficiente de descarga:

$$C_D = 0,65 - 0,149\left(\frac{y_j - S}{S}\right)^{0,0868}\left(\frac{L}{y_j - S}\right)^{-0,303}\left(\frac{y_j}{S}\right)^{0,149} \quad (2.45)$$

Para a determinação da Equação (2.45) foi utilizada a equação unidimensional do fluxo espacialmente variado baseada no princípio da quantidade de movimento (equação 2.21), quando do confronto com os dados experimentais.

Os autores sugeriram também um método direto baseado em dois gráficos e uma equação, não havendo, portanto, a necessidade de se lidar com um sistema de equações diferenciais ou métodos numéricos. A capacidade do fluxo pode então ser determinada através da seguinte equação:

$$Q_{vert} = \eta \sqrt{g} L (y_j - s)^{1.5} \left[J - K \left(\frac{L}{B} \right) F_{rj} \right] \quad (2.46)$$

Onde J e K são parâmetros propostos pelo autor e dados através dos gráficos das figuras 2.7 e 2.8.

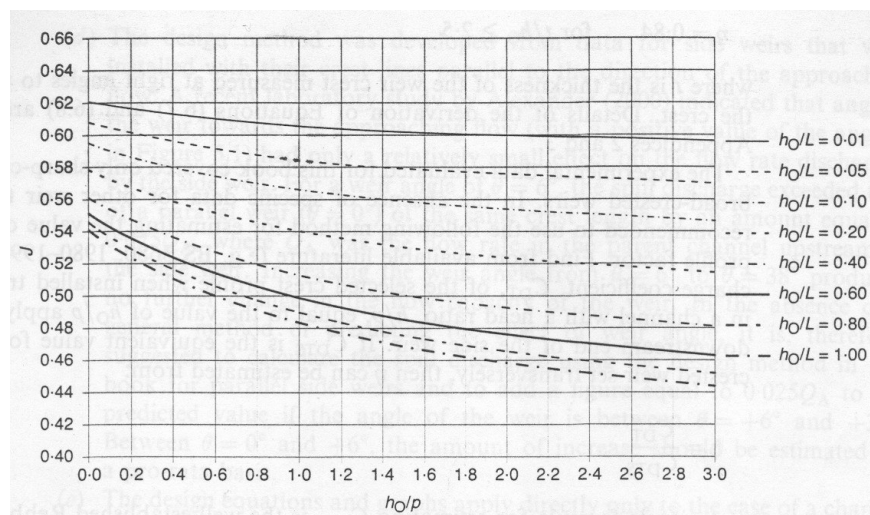


Figura 2.7 – Gráfico para a determinação do parâmetro J

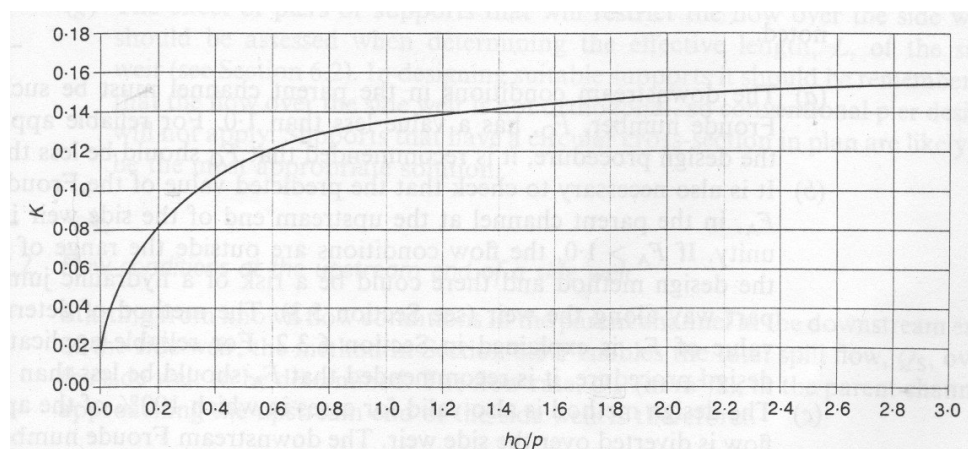


Figura 2.8 – Gráfico para a determinação do parâmetro K

O parâmetro η na equação 2.46 é um fator que determina a influência da forma da crista do vertedouro lateral. Para crista com soleira delgada, o valor de η é igual a um; para soleira espessa, seu valor passa a ser dado pela seguinte equação:

$$\eta = 1 - 0,064 \left(\frac{e}{y_j - S} \right) \quad (2.47)$$

para $\left(\frac{e}{y_j - S} \right)$ variando de 0 a 2,5.

2.3. Método de Runge-Kutta

De maneira a solucionar o sistema de equações diferenciais ordinárias formado pelas equações (2.14) e (2.16), no caso de se aplicar o princípio da energia, e as equações (2.22) e (2.16), para o princípio da quantidade de movimento, torna-se necessário a utilização de um método numérico. Neste sentido, o método de RK de 4ª ordem é recomendável, por ser de fácil aplicação e apresentar resultados bastante consistentes.

2.3.1. RK de 4ª ordem para 1 equação

O método é definido pelas equações (2.48) e (2.49):

$$y_{i+1} = y_i + \left[\frac{1}{6} (k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \right] h \quad (2.48)$$

Onde:

$$\begin{aligned} k_1 &= f(x_i, y_i) \\ k_2 &= f\left(x_i + \frac{1}{2}h, y_i + \frac{1}{2}hk_1\right) \\ k_3 &= f\left(x_i + \frac{1}{2}h, y_i + \frac{1}{2}hk_2\right) \\ k_4 &= f(x_i + h, y_i + hk_3) \end{aligned} \quad (2.49)$$

Nessas equações h representa o tamanho do passo; $f(x_i, y_i) = \frac{dy}{dx}$, e os k'_s são relações recursivas do método.

2.3.2. RK de 4ª ordem para um sistema de equações

De uma maneira bem simples, o método de Runge-Kutta pode ser estendido para um sistema. Assim, tem-se (BOYCE e DI PRIMA [2003]):

$$\begin{aligned} y_{n+1} &= y_n + \left(\frac{h}{6}\right)(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \\ q_{n+1} &= q_n + \left(\frac{h}{6}\right)(l_1 + 2l_2 + 2l_3 + l_4) \end{aligned} \quad (2.50)$$

Onde:

$$\begin{aligned} k_1 &= f(x_n, y_n, q_n); \\ k_2 &= f\left[x_n + \left(\frac{h}{2}\right), y_n + \left(\frac{h}{2}\right)k_1, y_n + \left(\frac{h}{2}\right)l_1\right]; \\ k_3 &= f\left[x_n + \left(\frac{h}{2}\right), y_n + \left(\frac{h}{2}\right)k_2, y_n + \left(\frac{h}{2}\right)l_2\right]; \\ k_4 &= f(x_n + h, y_n + hk_3, q_n + hl_3); \end{aligned} \quad (2.51)$$

$$\begin{aligned} l_1 &= g(x_n, y_n, q_n); \\ l_2 &= g\left[x_n + \left(\frac{h}{2}\right), y_n + \left(\frac{h}{2}\right)k_1, y_n + \left(\frac{h}{2}\right)l_1\right]; \\ l_3 &= g\left[x_n + \left(\frac{h}{2}\right), y_n + \left(\frac{h}{2}\right)k_2, y_n + \left(\frac{h}{2}\right)l_2\right]; \\ l_4 &= g(x_n + h, y_n + hk_3, q_n + hl_3); \end{aligned} \quad (2.52)$$

Nas equações (2.51) e (2.52), $f(x_n, y_n, q_n) = \frac{dy}{dx}$, e $g(x_n, y_n, q_n) = \frac{dq}{dx}$.

Deste modo, as equações básicas que regem o comportamento unidimensional do vertedouro lateral, dadas pelas equações (2.14) e (2.16), no caso da utilização do princípio da energia, e (2.22) e (2.16), para o princípio da quantidade de movimento, podem ser resolvidas numericamente como um sistema de equações diferenciais ordinárias através das equações (2.50), (2.51) e (2.52),

bastando duas condições iniciais (vazão e profundidade em um dos extremos do vertedouro), além de uma relação funcional para o coeficiente de descarga C_D .

2.4. Equação do Orifício

A observação experimental mostra que o jato ao sair de um orifício contrai-se por efeito da inércia até uma seção mínima, denominada de seção contraída (A_c), onde os filetes se tornam praticamente paralelos.

A aplicação do princípio da energia entre um ponto na superfície de um reservatório que alimenta o orifício e outro ponto localizado no eixo da seção contraída, leva à seguinte equação para a velocidade neste último, a qual é conhecida como princípio de Torricelli. Esta aplicação só pode ser feita para orifícios de pequenas dimensões quando comparados com a altura do reservatório, pois desta maneira é possível considerar o ponto no eixo da seção contraída com pressão nula (PINTO *et al.*[1998]).

$$v = \sqrt{2gh} \quad (2.53)$$

Onde h é a diferença de profundidade entre os dois pontos mencionados anteriormente.

A vazão através do orifício pode ser obtida por

$$Q = C_c C_v A \sqrt{2gh} \quad (2.54)$$

Onde C_v é o coeficiente de velocidade, utilizado para ajustar os resultados teóricos aos experimentais, e tem valor de 0,98, e C_c é o coeficiente de contração, cujo valor é da ordem de 0,62, ambos para orifício circular (PINTO *et al.*[1998]).

No caso do cálculo da vazão que passa por uma comporta, o princípio da energia é aplicado entre um ponto localizado no reservatório e outro na superfície livre da seção contraída (e não no eixo da mesma). Para este caso, a equação para a vazão continua idêntica à equação (2.54).

3. ESTUDOS ANTERIORES

3.1. Descrição do Modelo Físico

O modelo físico reduzido de um canal de adução foi construído no CEHPAR (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza), entre os meses de outubro a dezembro de 2002, como parte da revisão do contrato de prestação de serviços entre a COPEL (Companhia Paranaense de Energia) e o LACTEC (Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento).

O canal de adução foi concebido com a inclusão de um vertedouro lateral acoplado ao início do canal, cuja finalidade inicial era a de manter o nível de água no canal praticamente constante, independente dos limites impostos ao nível de água no reservatório e à vazão total pelo canal.

O modelo reduzido foi construído na escala 1:25, em uma área de aproximadamente 80 m², incluindo as áreas destinadas à alimentação e à restituição do fluxo. A topografia do reservatório, o canal de aproximação e o canal de adução foram construídos em argamassa de cimento e areia e o vertedouro lateral foi feito em acrílico.

O canal de adução foi projetado com seção mista (seção retangular até a El. 316,50 m, e taludes acima desta elevação) com 19 m de largura. A crista do vertedouro lateral foi situada 5 m acima do fundo do canal, de modo a não causar afogamento da lâmina vertente. A vazão de projeto do canal (vazão turbinada) é de 80 m³/s.

A entrada do canal foi projetada com soleira e muros em forma elíptica, com relação 1:4, ou seja, 3 m de altura e de largura, respectivamente, ambos com 12 m de extensão, de maneira a minimizar as perdas localizadas na entrada.

O vertedouro foi construído com 40 m de extensão de crista, com previsão de se ajustar essa extensão para 10 m, 20 m, 30 m e 40 m de comprimento de soleira vertente (posteriormente, construiu-se um outro vertedouro lateral em frente ao

existente, possibilitando comprimentos totais de crista de 70 e 80 m). A configuração geral do modelo encontra-se ilustrada nas figuras 3.1 e 3.2.

Os níveis de água ao longo do canal foram lidos através de réguas limnimétricas, implantadas nos locais de interesse ao estudo, conforme mostrado na figura 3.2. A mesma figura mostra as elevações de referência adotadas. Deste modo, o fundo do canal de adução encontra-se na El. 310,00 m, o nível normal do reservatório na El. 315,00 m, e o nível máximo maximorum do reservatório na El. 318,50 m, correspondente à carga de projeto do vertedouro transversal de superfície do reservatório.

Ao final do canal foram implantados dois orifícios para simular o escoamento conjunto das vazões turbinadas.

A alimentação do modelo possibilitava simular vazões entre 15 m³/s e 750 m³/s.



Figura 3.1 – Instalações do Modelo Físico

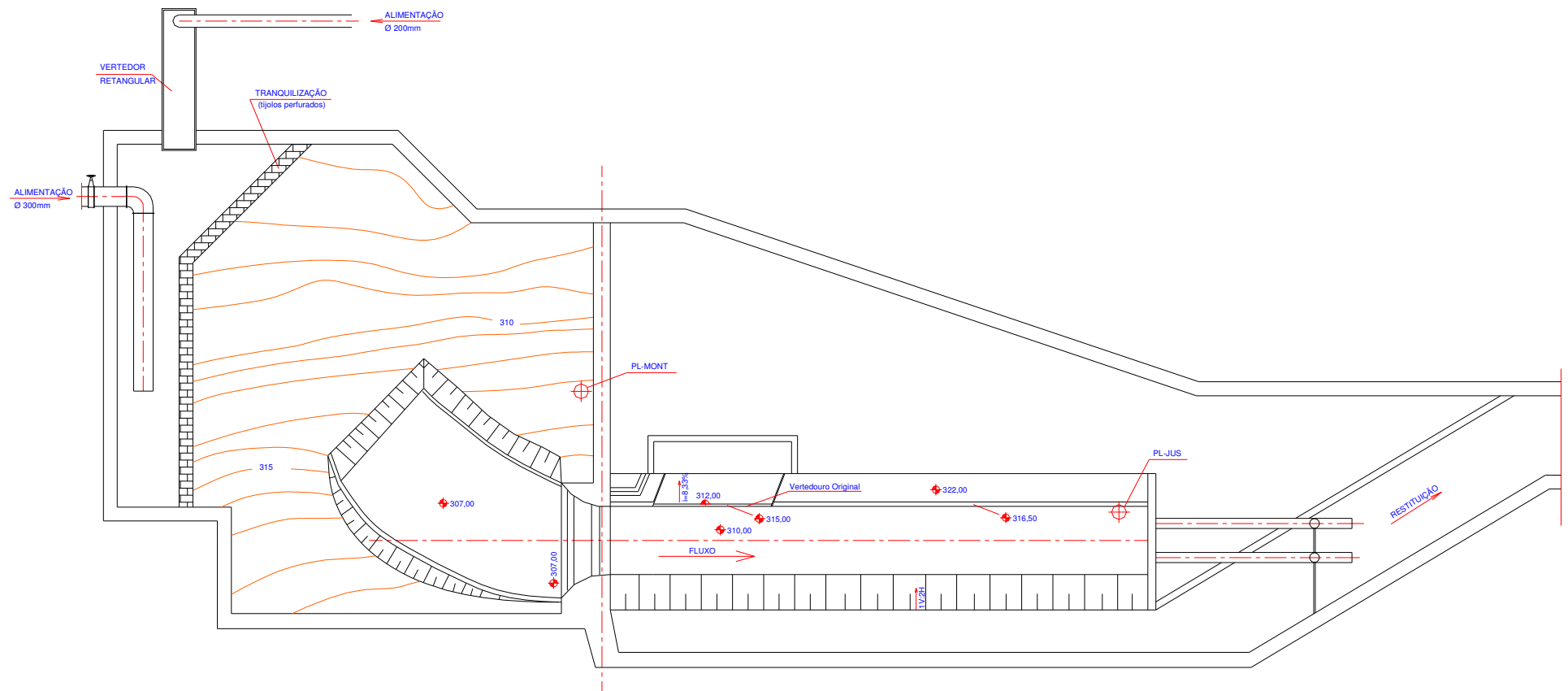


Figura 3.2 – Configuração Geral do Modelo Reduzido

3.2. Descrição dos Ensaios

3.2.1. Primeira série de ensaios

Inicialmente, imaginou-se que um vertedouro lateral trabalhando isoladamente fosse condição suficiente para garantir o cumprimento do objetivo proposto, que era a manutenção do nível de água do canal de adução praticamente constante para qualquer nível de água do reservatório compreendido entre o nível de água normal e o máximo *maximorum*. Foi então realizada uma primeira série de ensaios, onde se verificou que o vertedouro lateral tem, independentemente do comprimento de sua crista, pouca ou nenhuma influência sobre o controle do nível de água no canal de adução, ao contrário das expectativas iniciais. O posterior levantamento bibliográfico sobre o assunto mostrou que um vertedouro lateral só cumpriria o objetivo proposto se: a cota da crista fosse reduzida (situação que inviabilizaria o uso do vertedouro lateral para o fim proposto, tendo em vista que ele estaria vertendo no caso em que o reservatório estivesse em seu nível normal); o escoamento fosse supercrítico a montante, o que também não é possível, pois o escoamento na entrada do canal, devido ao reservatório, é fluvial.

Os detalhamentos dos ensaios realizados, bem como a construção do modelo encontra-se em FABIANI *et al.* [2002]. O levantamento bibliográfico (Estado da Arte) sobre vertedouros laterais encontra-se em FABIANI *et al.* [2003_a].

Os primeiros ensaios objetivaram a pesquisa da influência do comprimento da crista do vertedouro lateral, fixando-se as seguintes condições:

- a) uma sobre-elevação de 3,50 m no nível de água do reservatório, simulando o nível de água máximo do reservatório (El. 318,50 m), para verificar sua influência ao longo do canal de adução e na descarga pelo vertedouro lateral do canal;
- b) vazão turbinada pela casa de força de 80 m³/s.

A Tabela 3.1 mostra as vazões vertidas e os níveis de água no canal de adução, a jusante do vertedouro lateral, para extensões de crista de 10 m, 20 m, 30 m e 40 m.

Tabela 3.1 – 1ª série de ensaios - Influência do comprimento do vertedouro lateral nos níveis de água no canal de adução e na vazão que adentra o canal.

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal
1.1	10	200,62	120,62	80	318,50	318,48
1.2	20	308,42	228,42	80	318,50	318,46
1.3	30	404,98	324,98	80	318,50	318,38
1.4	40	489,35	409,35	80	318,50	318,30

A observação da primeira sequência de ensaios mostrou que mesmo com o aumento da extensão da crista do vertedouro lateral, a influência na redução do nível de água ao longo do canal de adução é mínima. O fato do nível de água diminuir, diferentemente do que é previsto na teoria geral dos vertedouros laterais para escoamento em regime fluvial (figura 2.6), deve-se às perdas de carga localizadas na tomada de água e às perdas de carga contínuas ao longo do canal.

Todos os ensaios a seguir consideraram a extensão da crista do vertedouro lateral fixada em 40 m. Para esta condição, foram realizados ensaios com vazões de 80 m³/s, 240 m³/s e 320 m³/s, com escoamento unicamente pelo vertedouro lateral (simulação de uma parada na usina). O quarto ensaio foi realizado com vazão total de 320 m³/s, sendo 80 m³/s escoando pela tomada de água e o restante pelo vertedouro lateral. Os resultados encontram-se na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – 1ª série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral

Teste	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
	Total	Vertedouro	Tomada de Água	Reservatório	Canal
1.5	80	80	-	316,12	316,12
1.6	240	240	-	317,28	317,28
1.7	320	320	-	317,81	317,72
1.8	320	240	80	317,41	317,39

Também nestes ensaios foi verificado que o nível de água ao longo do canal de adução praticamente não sofria alteração. Esta situação ratificou que o vertedouro lateral tem pouca influência sobre o controle do nível de água no canal de adução.

FABIANI *et al.* [2002], ao final do relatório, explicitaram: “Há necessidade de se estudar novas alternativas para se obter um dispositivo capaz de manter constante o nível de água no canal de adução, independentemente do nível de água no reservatório. O modelo tem uma escala relativamente grande para desenvolver tais estudos”. A figura 3.3 ilustra um dos ensaios realizados.



Figura 3.3 – 1ª série de ensaios – Teste 1.5

3.2.2. Segunda série de ensaios

Em busca de novos arranjos que solucionassem o problema do nível de água no canal de adução, foram realizados novos ensaios no modelo reduzido. Os ensaios foram realizados pelo CEHPAR e contratados pela COPEL Geração, e estão detalhados em FABIANI *et al.* [2003_b].

a) Instalação de um vertedouro lateral adicional

Para este ensaio, buscou-se uma alternativa que consistia na implantação de um vertedouro lateral adicional, com as mesmas dimensões do original, na parede lateral direita do canal de adução, fazendo com que o sistema operasse com dois vertedouros laterais em paralelo. Com esse arranjo foram realizados os testes 2.1 e 2.2. A figura 3.4 mostra o arranjo com os dois vertedouros laterais e a figura 3.5 ilustra a configuração geral do escoamento no ensaio 2.1.

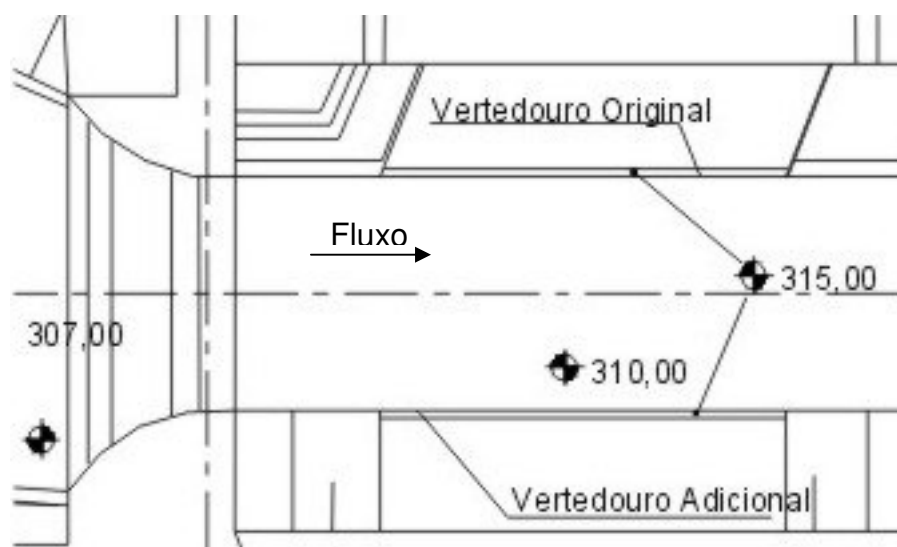


Figura 3.4 – 2ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais

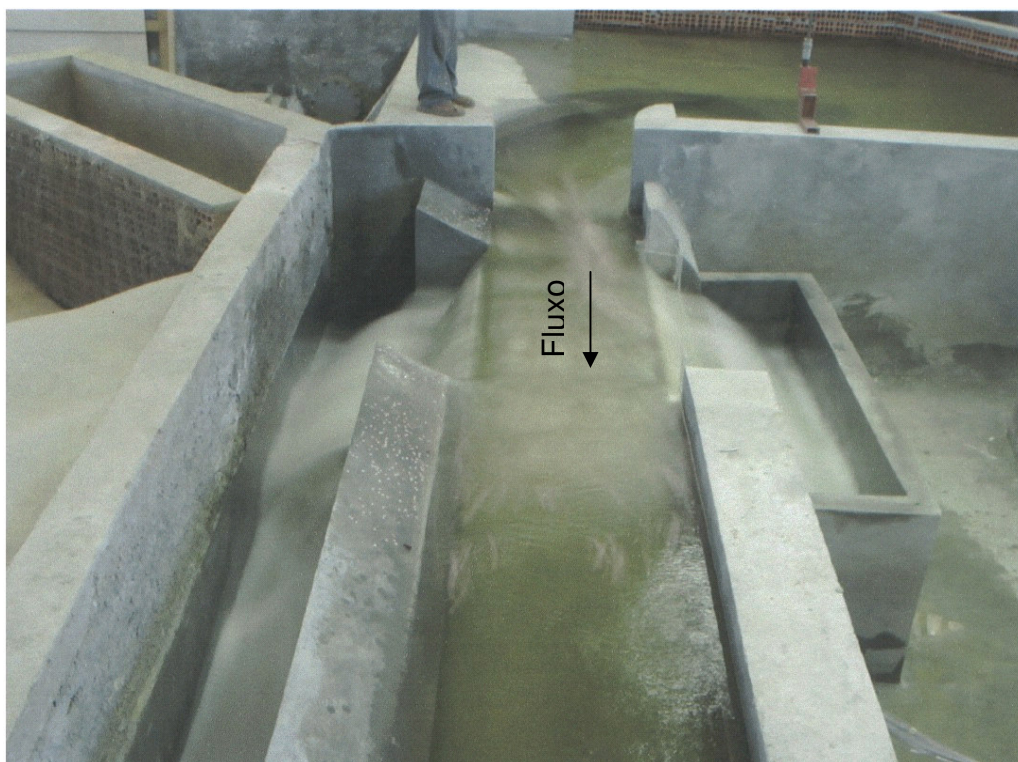


Figura 3.5 – 2ª série de ensaios – Teste 2.1

No teste 2.1, com vazão total de $560 \text{ m}^3/\text{s}$ e nível de água no reservatório na elevação $317,90 \text{ m}$, o nível de água no canal, após os vertedouros laterais, resultou na elevação $317,68 \text{ m}$.

No teste 2.2, o nível de água no reservatório foi fixado na elevação $318,50 \text{ m}$, resultando em uma vazão total de $704 \text{ m}^3/\text{s}$. O nível de água no canal de adução ficou na elevação $318,31 \text{ m}$.

Como já era previsto, a implantação do vertedouro lateral adicional não mostrou capacidade de diminuir de maneira significativa os níveis de água ao longo do canal de adução. Os desníveis observados se devem às perdas de carga localizadas e contínuas, devidas às altas vazões.

b) Instalação de orifício a montante dos vertedouros laterais

Mantendo o arranjo com os dois vertedouros laterais, foi instalada uma viga-parede a montante dos mesmos, com cota inferior igual à da crista dos vertedouros (El. 315,00 m) e cota superior acima do nível máximo do reservatório (El. 318,50 m). Desta forma, criou-se um orifício na seção onde a viga-parede foi instalada, com um pequeno ressalto hidráulico a jusante do mesmo. O intuito era o de proporcionar uma maior redução do nível de água no canal, através de uma maior dissipação de energia. Com este arranjo foi realizado o teste 2.3. A figura 3.6 mostra o arranjo proposto e a figura 3.7 ilustra o ensaio realizado.

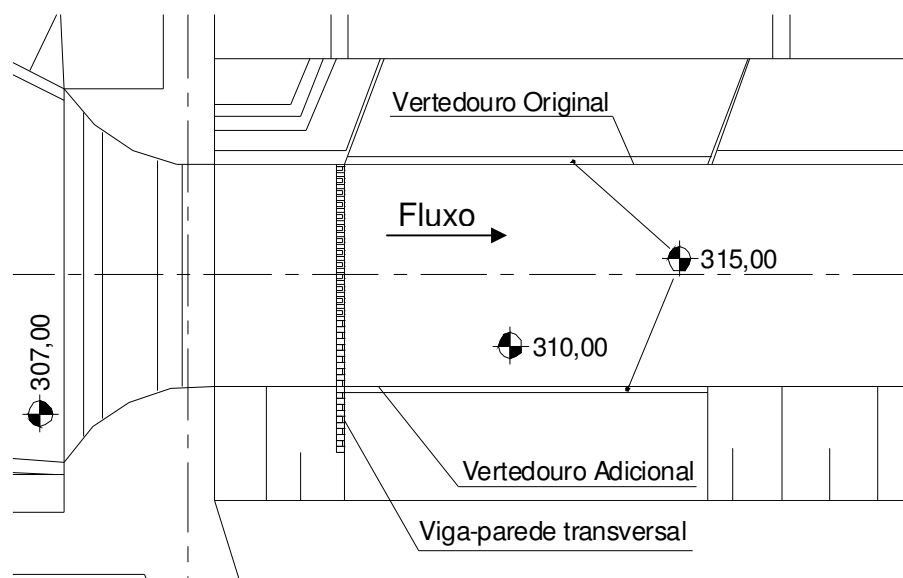


Figura 3.6 – 2ª série de ensaios - Arranjo com dois vertedouros laterais e a viga-parede a montante



Figura 3.7 – 2ª série de ensaios – Teste 2.3

No teste 2.3, o nível de água no reservatório foi mantido na elevação 318,50 m (nível máximo do reservatório) e a vazão total resultante foi 492 m³/s. O nível de água no canal de adução ficou na elevação 318,31 m (redução de apenas 19 cm), mostrando que o orifício criado nessas condições não exerceu influência significativa no nível de água do canal de adução. Percebeu-se, também (embora este fato não seja relevante para os propósitos deste trabalho), um decréscimo da vazão que entrava pelo canal, devido ao controle proporcionado pelo orifício, além de uma perda na eficiência de descarga dos vertedouros laterais.

c) Instalação de orifício a jusante dos vertedouros laterais

Neste teste, alterou-se a localização da viga-parede, passando a mesma a se localizar a jusante dos vertedouros laterais. Com isso, buscou-se limitar a ação do ressalto hidráulico no comportamento dos vertedouros laterais. Com este arranjo foi realizado o teste 2.4. A figura 3.8 mostra o arranjo proposto e a figura 3.9 ilustra o ensaio realizado.

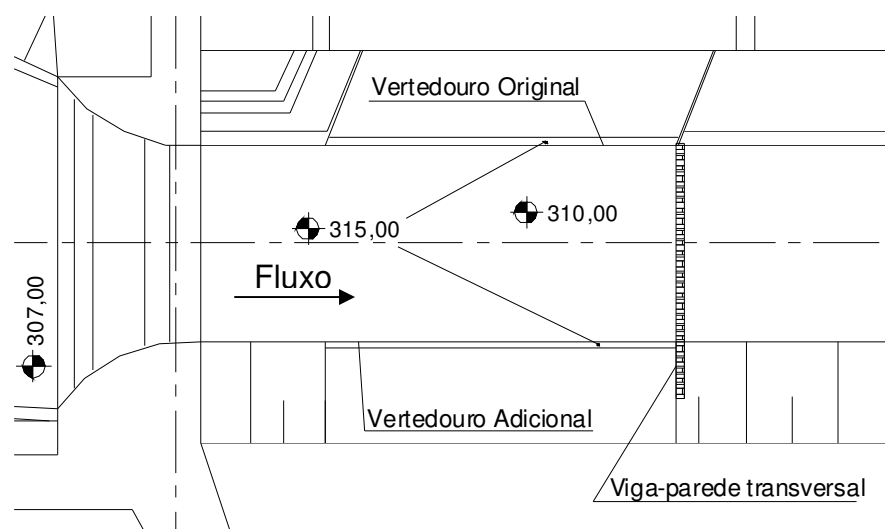


Figura 3.8 – 2ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e a viga-parede a jusante



Figura 3.9 – 2ª série de ensaios – Teste 2.4

No teste 2.4, o nível de água no reservatório foi mantido na elevação 318,50 m e a vazão total resultante foi 693 m³/s. O nível de água no canal de adução ficou na elevação 318,25 m (redução de 25 cm), mostrando que a implantação da

viga-parede a jusante dos vertedouros também não foi capaz de reduzir substancialmente o nível de água no canal de adução.

A tabela 3.3 resume os resultados da seqüência dos testes 2.1 a 2.4.

Tabela 3.3 – 2ª série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral

Teste	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
	Total	Vertedouro	Tomada de Água	Reservatório	Canal
2.1	560	480	80	317,90	317,68
2.2	704	624	80	318,53	318,31
2.3	492	412	80	318,53	318,31
2.4	693	613	80	318,50	318,25

FABIANI *et al.* [2003_b], ao final do relatório, explicitaram: “A redução dos níveis de água ao longo do canal de adução e junto à tomada de água, objetivo inicial deste estudo, não é possível com o vertedouro lateral. O ajuste necessário poderá, no entanto, ser realizado com estruturas móveis, ainda que automáticas. Tal necessidade de estrutura móvel advém do fato de termos que produzir um desnível mesmo com vazão nula, o que só é possível com estruturas móveis que se interponham entre a tomada de água e o reservatório, depois da seção do vertedouro lateral”.

3.2.3. Terceira série de ensaios

Nesta 3ª série de ensaios foram estudadas novas alternativas de controle fixo implantado na região de montante do canal de adução, com o intuito de manter o nível do escoamento em seu interior o tanto quanto possível próximo da elevação 315,00 m (N.A. normal do reservatório), mesmo quando o nível de água no reservatório atinja o seu nível máximo (318,50 m). A idéia é de que tais estruturas não devem causar perda de carga considerável quando o nível de água do reservatório é baixo (pequena redução do nível de água no canal e, conseqüentemente, pequena redução da energia gerada), e devem causar uma grande perda de carga quando o nível do reservatório é alto (redução do nível de água no canal, com a correspondente redução da cota dos muros laterais do canal). Evidentemente, há a necessidade de análise econômica, a ser aplicada em cada caso específico, entre a economia gerada pela redução da cota dos muros e a perda com a redução da energia gerada.

A principal característica das alternativas apresentadas nesta série de ensaios é a introdução de um conjunto formado por uma soleira e um orifício. Salienta-se que o orifício é definido por uma viga-parede localizada acima da soleira.

O processo de dissipação de energia do escoamento ocorre a jusante do orifício e propicia a redução do nível de água no canal de adução. Embora já tenha sido verificado que o vertedouro lateral, quando atuando sozinho - ou em conjunto com uma viga-parede - não produz os efeitos desejados, ele mantém-se necessário aos novos arranjos, pois propicia o fluxo das águas (e a conseqüente dissipação de energia quando o escoamento passa pelas estruturas de controle), quando é simulada uma parada na usina. Ou seja, se não houvesse o vertedouro lateral, em uma suposta parada da usina, o canal de adução e o reservatório se comportariam como vasos comunicantes. Desta maneira, evita-se o uso de estruturas móveis na tomada de água, como sugerido em FABIANI *et al.* [2003_b].

Os ensaios foram realizados pelo CEHPAR e contratados pela COPEL Geração, e estão detalhados em OTA *et al.* [2004].

a) Instalação de uma soleira espessa e um orifício a montante do vertedouro lateral

A primeira alternativa desenvolvida consistiu na implantação de uma soleira espessa com crista na elevação 313,00 m, implantada na entrada do canal de adução, e de um orifício com abertura de 1,25 m, conforme ilustra a figura 3.10.

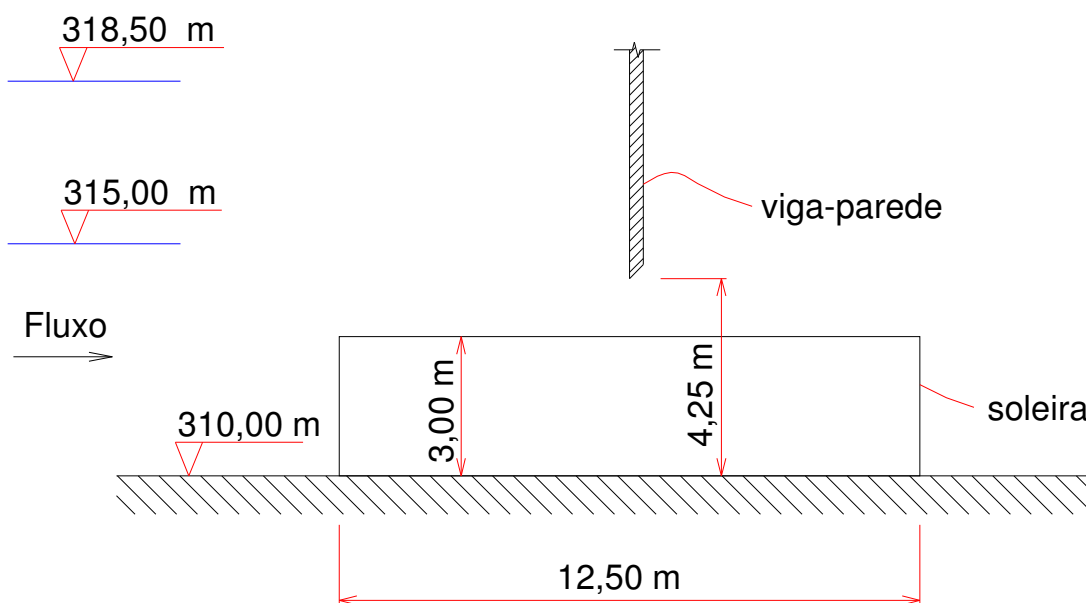


Figura 3.10 – 3ª série de ensaios – Detalhes do posicionamento da soleira espessa e do orifício

Estas medidas (3,00 m de altura de soleira e 1,25 m de orifício) surgiram da necessidade de se impor uma máxima contração por sobre a soleira, mas sem que esta exercesse controle no escoamento. Buscou-se então determinar qual a altura de soleira que forneceria profundidades próximas à crítica na seção da mesma, conforme equação (2.8). Desta maneira, tinha-se, para a vazão de alimentação das turbinas de $80 \text{ m}^3/\text{s}$, uma altura crítica para o escoamento de 1,22 m, uma energia mínima de 1,83 m e, conseqüentemente, uma altura de soleira máxima de 3,21 m, conforme demonstrado na seqüência.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{80}{19}\right)^2}{9,81}} \therefore y_c = 1,22\text{m}$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} y_c \therefore E_{\min} = \frac{3}{2} \cdot 1,22 \therefore E_{\min} = 1,83\text{m}$$

$$\Delta z_{\max} = E_1 - E_{\min} \therefore \Delta z_{\max} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} - E_{\min} \therefore \Delta z_{\max} = 5 + \frac{\left(\frac{80}{19,5}\right)^2}{19,62} - 1,83 \therefore \Delta z_{\max} = 3,21\text{m}$$

O conjunto soleira / orifício foi projetado de modo que a influência do orifício fosse pequena quando o nível de água no reservatório fosse baixo, e fosse significativa quando o nível de água no reservatório fosse alto, controlando a vazão de entrada no canal de adução e propiciando a dissipação de energia. Com esta configuração foram realizados os ensaios descritos na seqüência. Foram também realizados dois ensaios complementares para verificar a influência isolada da soleira sobre o escoamento. A figura 3.11 mostra o arranjo proposto e a figura 3.12 ilustra um dos testes realizados.

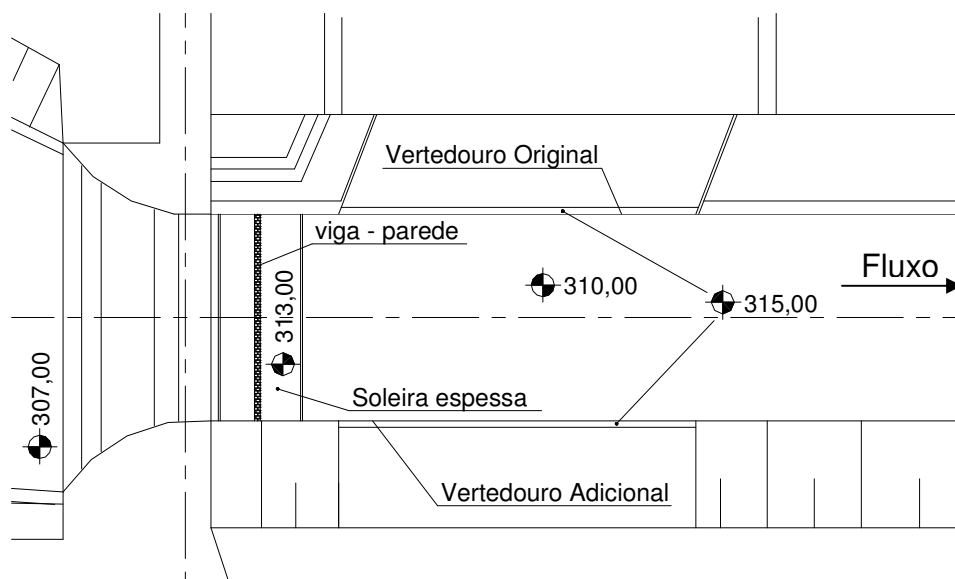


Figura 3.11 – 3ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e soleira espessa com orifício.



Figura 3.12 – 3ª série de ensaios – Teste 3.2

Inicialmente, foi fixada a vazão de alimentação em $80 \text{ m}^3/\text{s}$, e os registros dos condutos foram ajustados na condição limite em que não há escoamento pelo vertedouro lateral. Esta condição foi denominada teste 3.1. Os níveis no reservatório e no canal foram $316,21 \text{ m}$ e $315,28 \text{ m}$, respectivamente. O teste mostrou que a abertura do orifício de $1,25 \text{ m}$ era muito pequena, criando um desnível de $0,93 \text{ m}$. Em outras palavras, se o nível de água no reservatório estivesse na El. $315,00 \text{ m}$, o nível de água no canal de adução estaria abaixo desta cota devido às perdas de carga provocadas pelo orifício, em uma situação onde não há interesse que tais perdas aconteçam.

Em seguida foram fechados os registros dos condutos forçados com o intuito de simular uma parada na usina, com o vertedouro lateral descarregando $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Os níveis medidos no reservatório e no canal foram $317,03 \text{ m}$ e $315,89 \text{ m}$, respectivamente, resultando em um desnível de $1,14 \text{ m}$. Esta condição foi denominada teste 3.2.

No teste 3.3, o nível de água no reservatório foi estabelecido na elevação 318,50 m, correspondente ao nível de água máximo maximorum. O escoamento pela usina permaneceu nulo e a vazão descarregada pelo vertedouro foi medida em 138 m³/s. O nível de água no canal de adução para essa situação estabeleceu-se na El. 316,20 m, o que equivale a uma redução de nível de água de 2,30 m, ou seja, a cota mínima do muro poderia ser reduzida da elevação 318,50 m para a elevação 316,20 m, acrescida de uma altura de segurança, que pode ser variável de 0,50 m a 1,00 m.

Pelo efeito constatado no teste 3.1, no qual era grande a influência do orifício com apenas 1,25 m de abertura, na situação em que esta influência não era desejável, efetuou-se outra verificação sem o mesmo, no intuito de verificar qual a influência da soleira isolada, com a crista posicionada na elevação 313,00 m.

Repetiu-se o procedimento do teste 3.1, com o canal sendo alimentado com uma vazão de 80 m³/s, sem que houvesse escoamento pelo vertedouro lateral. Os níveis de água no reservatório e no canal foram, respectivamente, 315,32 m e 315,17 m. Este desnível deve-se principalmente à perda de carga localizada proporcionada pela soleira. Esta condição foi denominada teste 3.4.

Nas condições testadas, e pela análise do perfil da água por sobre a soleira, verificou-se que seria necessário um orifício maior, da ordem de 2,00 m de abertura, para que o mesmo não interferisse na vazão como ocorrido no teste 3.1. Ou seja, a viga-parede estava posicionada com sua cota mínima abaixo da linha de água para a situação em que o reservatório estava em seu nível normal. Por outro lado, tal condição não proporcionaria a mesma redução de nível de água como a ocorrida no teste 3.3.

Para o teste 3.5 foi mantida a configuração do teste 3.4. Mantendo-se a vazão de 80 m³/s e os condutos fechados, os níveis medidos no reservatório e no canal foram, respectivamente, de 315,86 m e 315,82 m. Portanto, não houve desnível importante com o vertimento de 80 m³/s.

Na tabela 3.4 são apresentados em resumo as condições de escoamento pelo canal de adução, pelo vertedouro e os níveis de água no reservatório e no canal.

Tabela 3.4 – 3ª série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral

Teste	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
	Total	Vertedouro	Tomada de Água	Reservatório	Canal
3.1	80	-	80	316,21	315,28
3.2	80	80	-	317,03	315,89
3.3	138	138	-	318,50	316,20
3.4	80	-	80	315,32	315,17
3.5	80	80	-	318,86	315,82

Os testes mostraram uma eficiente redução no nível de água no canal de adução. Na pior situação (com o nível de água máximo no reservatório e escoamento nulo pela usina) o desnível chegou a 2,30 m, com o nível de água do reservatório na El. 318,50 m e o nível de água do canal na El. 316,20 m.

No entanto, como mencionado acima, foi constatado que o orifício com abertura de 1,25 m causava uma significativa perda de carga para níveis baixos de água no reservatório. Por este motivo, foram propostas novas mudanças no arranjo das estruturas e incorporadas no ensaio a seguir.

b) Instalação de uma soleira semicilíndrica e um orifício a montante do vertedouro lateral

Conforme visto na seqüência anterior de testes, o conjunto soleira espessa / orifício mostrou eficiência quando à redução do nível de água no canal de adução quando o nível de água no reservatório é elevado. Entretanto, verificou-se também que estas estruturas afetaram o escoamento para o caso em que o nível de água no reservatório é baixo.

Entendendo-se que o simples aumento da abertura do orifício não é solução, buscaram-se novas configurações. Foi alterada a geometria da soleira espessa para uma soleira de crista curva (semicilíndrica). A figura 3.13 mostra este arranjo.

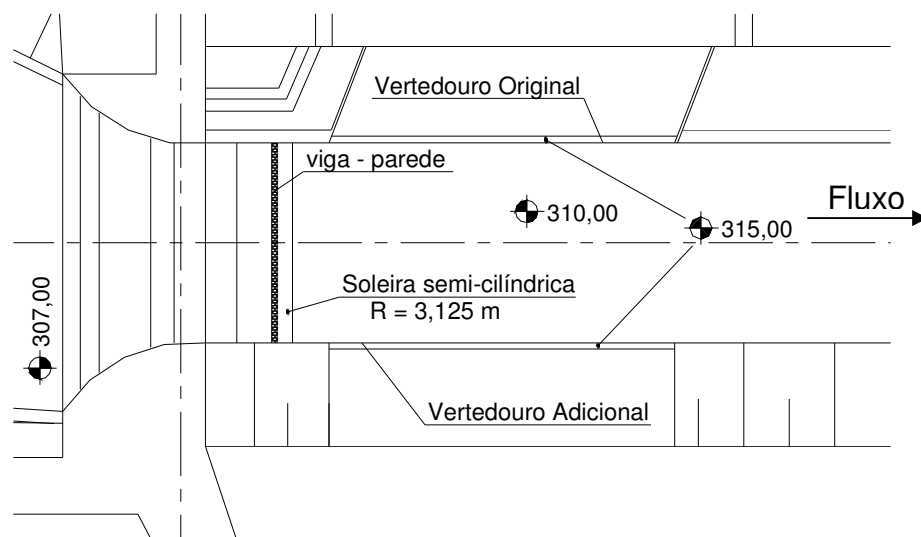


Figura 3.13 – 3ª série de ensaios – Arranjo com dois vertedouros laterais e soleira semi-cilíndrica com orifício.

A crista da soleira foi estabelecida na El. 313,125 m (uma altura de soleira um pouco maior do que a utilizada no ensaio anterior; uma condição hidráulica mais agressiva e, portanto, mais próxima da altura máxima admitida na soleira para que a mesma não exerça controle no escoamento). A viga-parede foi posicionada de modo que, quando o reservatório estivesse operando no seu nível normal (N.A. na El. 315,00 m), o orifício criado pela mesma não afetasse o escoamento, e quando o reservatório estivesse operando nos seus níveis mais elevados, a perda de energia proporcionada pelo orifício fosse a máxima possível. Desta forma, a viga-parede foi posicionada na seção de maior contração da lâmina de água em cima da soleira, na El. 314,48 m. A figura 3.14 detalha este posicionamento. Foi instalado também um defletor na extremidade inferior da viga-parede, conforme figura 3.14. Para a condição do nível de água normal no reservatório, o nível de água verificado no canal de adução estabeleceu-se na El. 314,70 m. Este teste foi denominado 3.6.

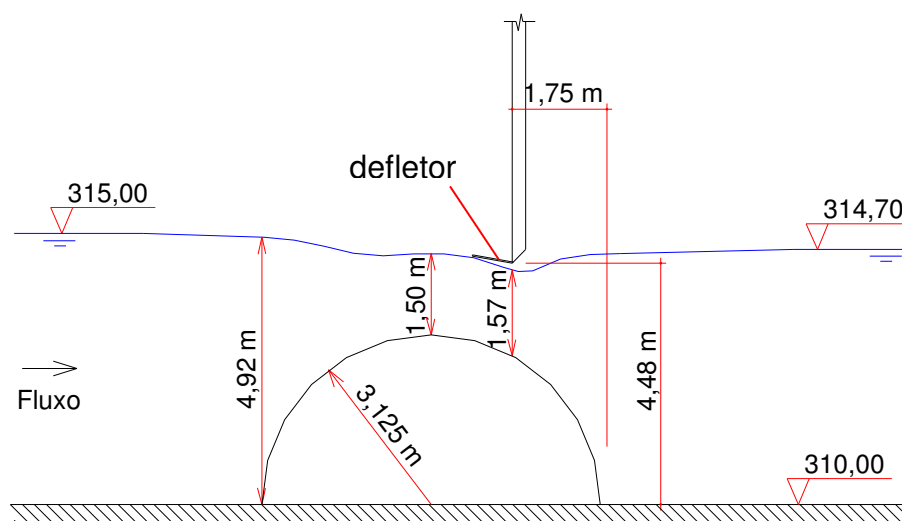


Figura 3.14 – 3ª série de ensaios – Posicionamento do orifício no ensaio 3.6.

O teste 3.7 foi realizado mantendo-se a abertura do orifício, conforme estabelecido no teste anterior, estabilizando o nível de água no reservatório na El. 318,50 m, com escoamento somente pelo vertedouro. Nesse caso, a vazão de alimentação foi de 137,6 m³/s e o nível de água no canal atingiu a cota 316,34 m.

Os testes realizados com este arranjo mostraram uma eficiente redução no nível de água no canal de adução. Na pior situação (com o nível de água máximo no reservatório e escoamento nulo pela usina) o desnível chegou a 2,16 m. As figuras 3.15 e 3.16 ilustram os testes realizados.

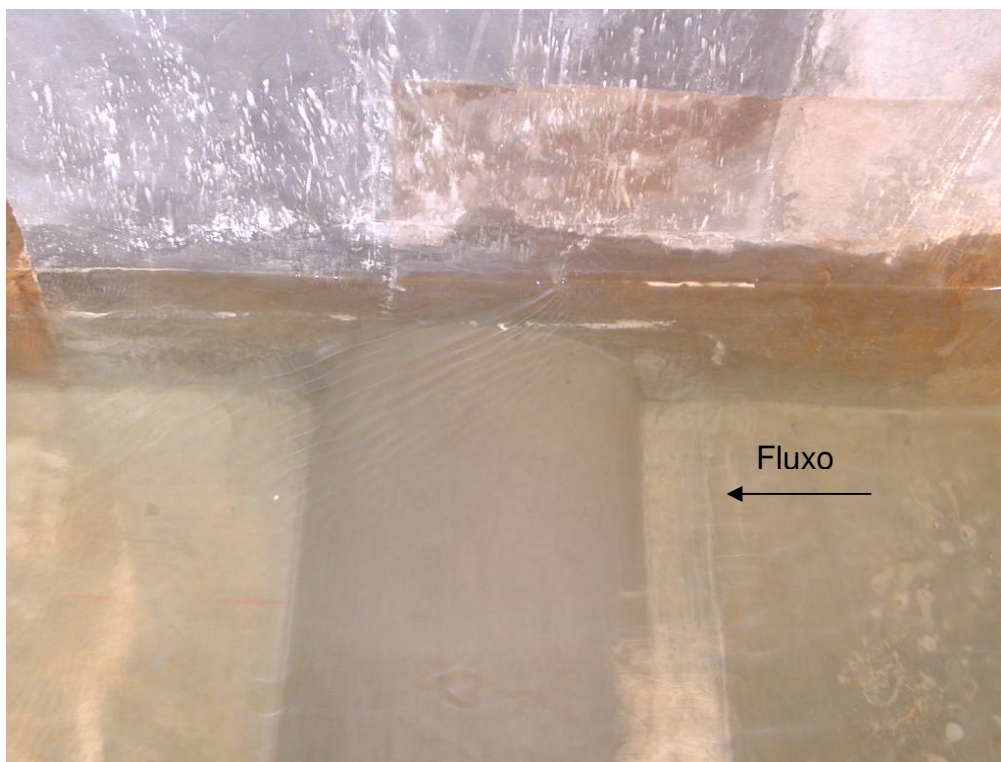


Figura 3.15 – 3ª série de ensaios – Teste 3.6 – Determinação do perfil de água sobre a soleira semi-cilíndrica para implantação do orifício na condição mais crítica

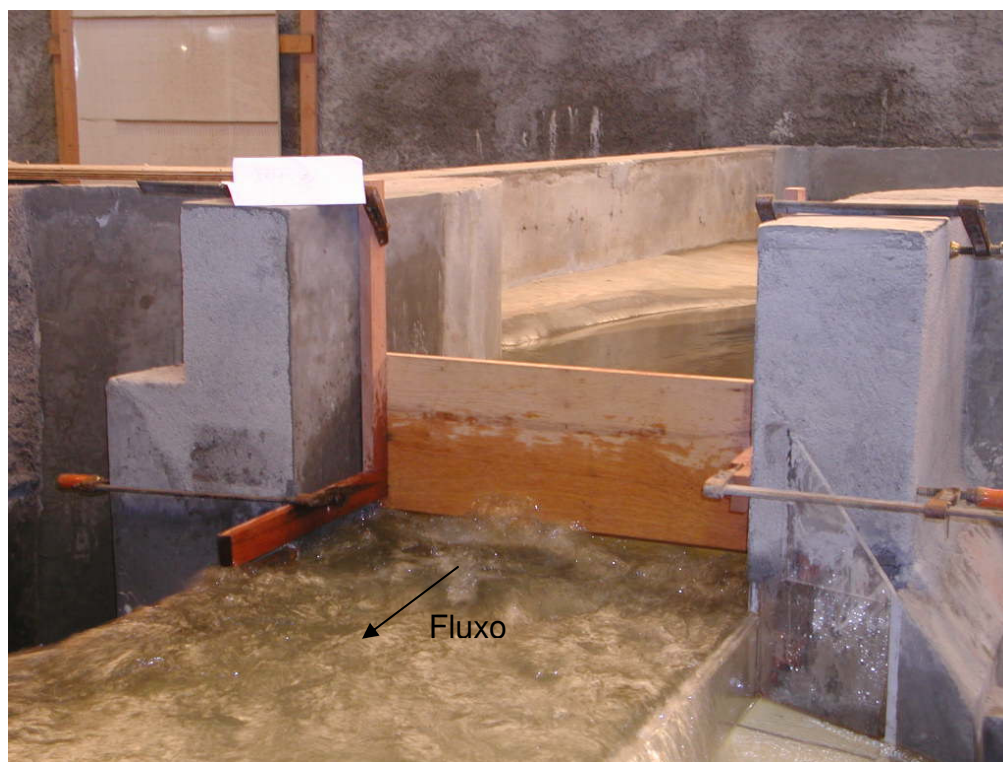


Figura 3.16 – 3ª série de ensaios – Teste 3.7

Com as condições de escoamento do teste 3.7, foi introduzida outra soleira com perfil retangular de 2,50 m de largura e 1,00 m de espessura, atravessando todo o canal, posicionada no início do vertedouro lateral, conforme indicado na figura 3.17. O intuito da inserção desta nova soleira era a de proporcionar uma maior dissipação de energia no escoamento, quando o mesmo sai em regime torrencial pelo orifício. Com isso, a imposição do nível de água no reservatório na elevação 318,50 m conduziu a um nível de água no canal na elevação 316,17 m. A soleira dissipadora adicional conduziu a uma leve melhora e o desnível registrado foi de 2,33 m (acréscimo de 0,17 m na perda de carga em relação ao ensaio 3.7).

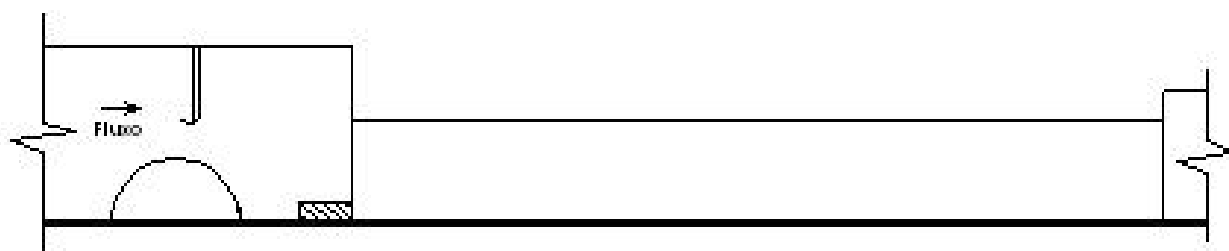


Figura 3.17 – 3ª série de ensaios – Posicionamento da soleira com perfil retangular.

Na tabela 3.5 são apresentados em resumo as condições de escoamento pelo canal de adução, pelo vertedouro e os níveis de água para a condição com orifício e soleira semicilíndrica.

Tabela 3.5 – 3ª série de ensaios – Níveis de água no reservatório e no canal de adução a jusante do vertedouro lateral

Teste	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
	Total	Vertedouro	Tomada de Água	Reservatório	Canal
3.6	80	-	80	315,00	314,70
3.7	138	138	-	318,50	316,34
3.8	138	138	-	318,50	316,17

OTA *et al.* [2004], ao final do relatório, explicitaram: “Embora a soleira introduza um inconveniente, fazendo com que o nível de água no reservatório mínimo de operação seja condicionado à cota da sua crista, a solução apresentada

pode ser atraente para pequenas centrais hidrelétricas. Ambas as alternativas testadas propiciaram uma boa redução do nível de água no canal de adução por meio de uma estrutura mista (soleira e orifício) adicionada à concepção do vertedouro lateral. A alternativa com soleira semi-cilíndrica mostrou-se um pouco melhor, com potencial de ser melhorada ainda com o uso do próprio modelo reduzido para se efetuar outras melhorias sucessivas. Pode-se alterar a largura do canal na região do controle, mudar as formas da soleira e do orifício, etc. Embora dentro de certas restrições, as alternativas apresentadas mostram que o projeto de redução da altura do muro do canal de adução é viável. É de se registrar que as alternativas testadas são estruturas fixas, sem comporta móvel”.

4. NOVOS ENSAIOS REALIZADOS

4.1. Introdução

Tendo como ponto de partida as três séries de ensaios anteriores contratados pela COPEL e realizados pelo CEHPAR, deu-se início a realização de novas séries de ensaios específicos para os fins deste trabalho. Os ensaios tiveram como objetivos principais verificar os resultados apresentados em OTA *et al.* [2004], bem como estudar novas alternativas ao uso da soleira, uma vez que, como já mencionado, ela limita o nível mínimo do reservatório à cota de sua crista. Os ensaios apresentados a seguir foram realizados no mesmo modelo reduzido utilizado nas séries de ensaios 1, 2 e 3, no CEHPAR, no período entre fevereiro e maio de 2005.

A tabela 4.1 resume as características principais das alternativas estudadas em todas as séries de ensaio já apresentadas (1 a 3), bem como as novas séries a considerar (4 a 14).

Tabela 4.1 – Resumo das séries de ensaios

Série de Ensaio	Orifício	Soleira		Estreitamento	Vertedouro Lateral	
		Espessa	Semi-cilíndrica		Simples	Duplo
1					x	
2	x					x
3	x	h = 3,00 m	R=3,125 m			x
4				x		
5	x			4,44 m	x	
6	x			4,44 m		x
7	x			4,93 m	x	
8	x			4,93 m		x
9	x		R=3,000 m		x	
10	x		R=3,000 m			x
11	x		R=3,125 m		x	
12	x		R=3,125 m			x
13					x	
14						x

4.2. Quarta Série de Ensaios

Nesta série de ensaios, bem como em outras adiante, foi instalado um estreitamento no canal. Da mesma forma que uma soleira, um estreitamento na seção do canal, quando na condição de escoamento subcrítico, provoca redução do nível de água na seção estrangulada. Esta redução atinge seu valor máximo na profundidade crítica do escoamento, mudando, a partir deste ponto, o escoamento a jusante de subcrítico para supercrítico, onde se diz então que a contração controla o escoamento. Esta configuração tem a vantagem de não limitar o nível mínimo do reservatório como no caso da soleira, mas, por outro lado, pode causar, para baixas vazões, separação do escoamento e conseqüente perda de carga, o que não é desejável. Para evitar esta separação nos níveis baixos de reservatório, as paredes da região de jusante do orifício se afastam em um ângulo pequeno após a contração. A figura 4.1 ilustra o layout do estreitamento aplicado a esta 4ª série de ensaios, no qual foram realizados os ensaios 4.1 a 4.8. Desta série, ainda faz parte o ensaio 4.9, onde não foi utilizado o estreitamento.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} y_c$$

$$E_1 = E_{\min} \therefore y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore 5 + \frac{\left(\frac{80}{19,5}\right)^2}{19,62} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{9,81}} \therefore q = 19,268 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore y_c = \sqrt[3]{\frac{19,268^2}{9,81}} \therefore y_c = 3,36 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{L} \therefore L = \frac{80}{19,268} \therefore L = 4,15 \text{ m}$$

Todos os testes foram realizados com a vazão de alimentação de 80 m³/s e o nível do reservatório na El. 315,00 m. A tabela 4.2 apresenta os resultados dos testes. Os resultados estão listados em termos adimensionais. A figura 4.2 apresenta a variação da relação desnível / nível normal do reservatório com a relação estreitamentos máximos / estreitamento, e a figura 4.3 ilustra o teste 4.6.

Tabela 4.2 – 4ª série de ensaios – Resumo dos ensaios realizados com o estreitamento

Ensaio	Estreit. Máx./Estreit.	N.R.normal (m)	N.C. (m)	$\Delta h/y_0$
4.1	0,976	315,00	314,59	0,08
4.2	0,962	315,00	314,62	0,08
4.3	0,949	315,00	314,64	0,07
4.4	0,935	315,00	314,67	0,07
4.5	0,843	315,00	314,79	0,04
4.6	0,830	315,00	314,84	0,03
4.7	0,790	315,00	314,87	0,03
4.8	0,755	315,00	314,97	0,01

Onde $y_0 = \text{N.R.normal} - \text{N.C.piso} = 5,00 \text{ m}$.

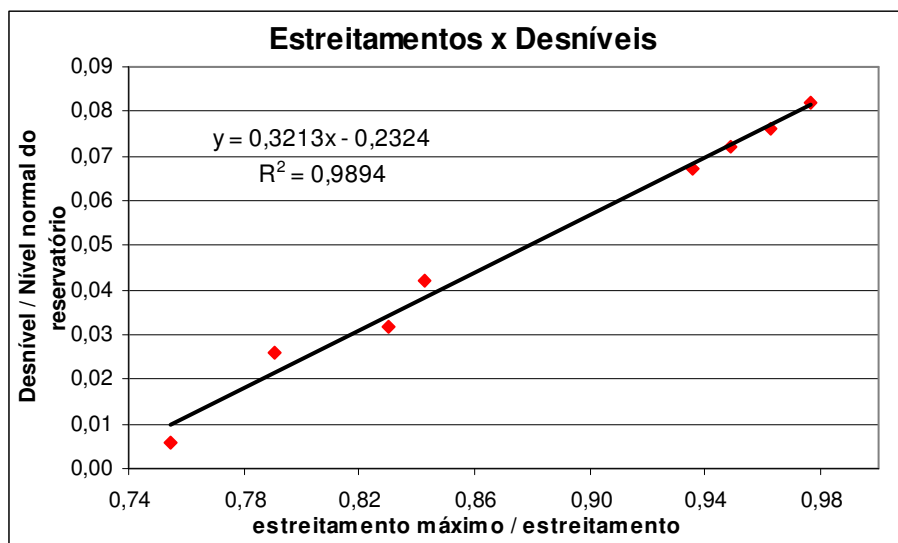


Figura 4.2 – 4ª série de ensaios – Estreitamentos x Desníveis



Figura 4.3 – 4ª série de ensaios – Teste 4.6

Como se pode perceber pela figura 4.2, a relação entre o estreitamento e o desnível é linear (para as condições analisadas). Obviamente, o valor mínimo do desnível corresponderá aos efeitos das perdas localizada e distribuída (na entrada do canal e no canal, respectivamente), quando não há nenhuma estrutura (soleira ou

estreitamento) instalada a montante. A retirada da estrutura do estreitamento correspondeu a um desnível de 1,5 cm. (Teste 4.9, tabela 4.3).

Tabela 4.3 – 4ª série de ensaios – Ensaio 4.9

Teste	N.A.R. _{nomal} (m)	N.A.C. (m)	Desnível (m)
4.9	315,000	314,985	0,015

As próximas séries de ensaios foram realizadas considerando-se alguns valores de estreitamento constantes da tabela 4.2.

4.3. Quinta Série de Ensaios

Nesta quinta série de ensaios, foi utilizada a contração do teste 4.4, ou seja, 4,44 m. Foram realizados os ensaios 5.1 a 5.5, com dois valores de comprimento de crista do vertedouro lateral: 30 e 40m.

No teste 5.1, buscou-se determinar o posicionamento da máxima contração da lâmina de água para a instalação da comporta. O modelo foi alimentado com a vazão de 80 m³/s, sem escoamento pelo vertedouro, e o nível do reservatório foi fixado na El. 315,00 m. A comporta, então, foi instalada com um orifício com 3,62 m de altura conforme mostrado nas figuras 4.4 e 4.5. O nível de água do canal estabilizou-se na El. 314,67 m.

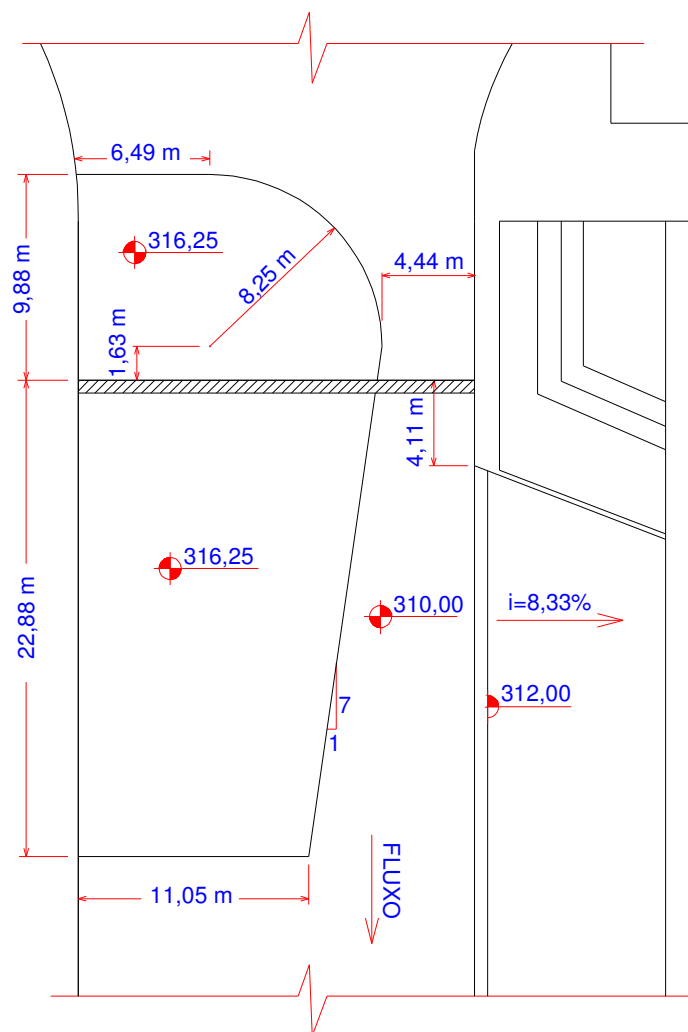


Figura 4.4 – 5ª série de ensaios – Layout do estreitamento

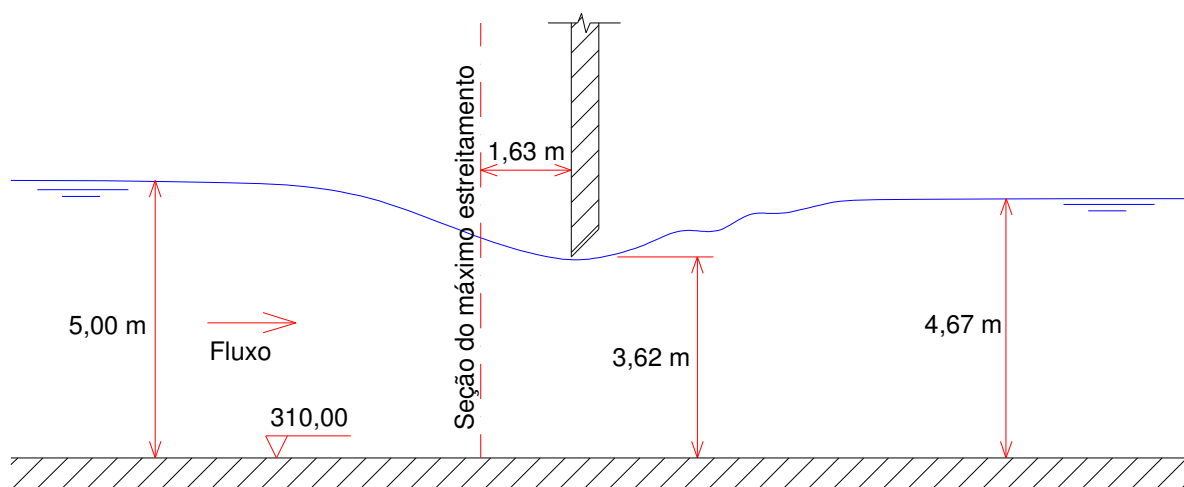


Figura 4.5 – 5ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício

Para o teste 5.2, após a instalação da comporta, a vazão foi elevada de maneira que o nível de água no reservatório alcançasse a El. 318,50 m. A vazão de alimentação medida foi de $104 \text{ m}^3/\text{s}$, e o nível do canal de adução foi de 316,10 m. O comprimento da crista do vertedouro era de 30 m. A figura 4.6 ilustra este ensaio.



Figura 4.6 – 5ª série de ensaios – Teste 5.2

A abertura dos registros ao final do canal de adução não foi alterada em relação ao teste 5.1. Por este motivo, e pelo fato do nível de água no canal de adução se elevar, a vazão turbinada será superior a $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Com base nos dados da figura 4.7, que mostra a seção do canal onde os orifícios estão instalados, e na equação geral do orifício, obtém-se:

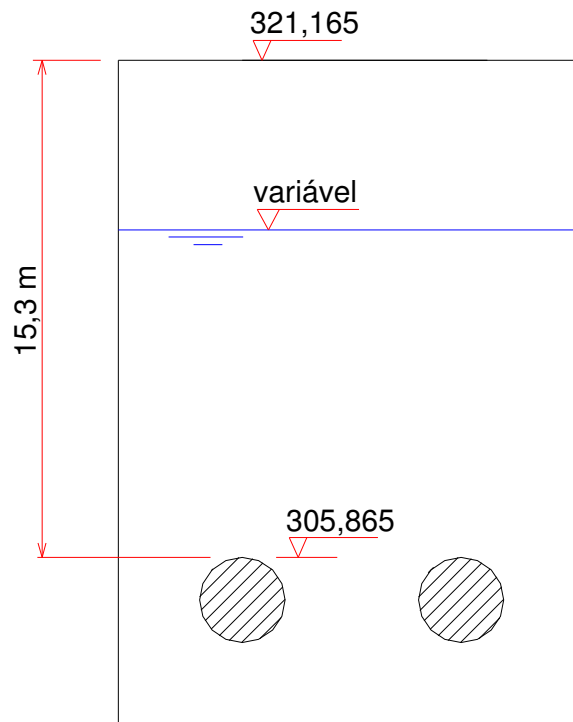


Figura 4.7 – 5ª série de ensaios – Seção do orifício

$$\begin{aligned}
 v_o &= C_v C_c \sqrt{2gh_0} \therefore v_o = C_v C_c \sqrt{2g \left[(N.C. - 305,865) + \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \right]} \\
 Q_o &= v_o \cdot A_o \therefore Q_o = A_o \cdot C_v C_c \sqrt{2g \left[(N.C. - 305,865) + \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \right]} \\
 Q_{T.o} &= 2Q_o \therefore Q_{T.o} = 2A_o \cdot C_v C_c \sqrt{2g \left[(N.C. - 305,865) + \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \right]}
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

Para $Q_{To} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ e $N.A.C. = 314,67 \text{ m}$, $C_v = 0,98$ e $C_c = 0,62$, A_o resulta $4,69 \text{ m}^2$. Esta é a abertura dos registros mantida do ensaio 5.1 para o ensaio 5.2. Para se saber a vazão turbinada do ensaio 5.2, aplica-se novamente a equação (4.1):

$$Q_{T.o} = 2 \cdot 4,69 \cdot 0,98 \cdot 0,62 \cdot \sqrt{2g \left[(316,10 - 305,865) + \sqrt{\frac{4,69}{\pi}} \right]} \therefore Q_{To} = 85,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pôde-se constatar que, embora o estreitamento de 4,44 m tenha causado um desnível de 0,33 m quando o reservatório opera no seu nível normal, o que não é desejável, para os níveis altos a perda é excelente, causando um desnível de 2,4 m.

No teste 5.3, o comprimento do vertedouro lateral passou a ser de 40 m. Com o vertedouro maior, espera-se aumentar a vazão que passa pelo estreitamento, e assim, também, a perda de carga causada pelo orifício. Manteve-se a abertura dos orifícios, bem como o nível do reservatório na El. 318,50 m. A vazão medida foi de 106,4 m³/s e o nível de água do canal de adução ficou na El. 316,03 m. Tem-se a vazão turbinada aplicando-se a equação do orifício:

$$Q_{T.o} = 2,4,69.0,98.0,62.\sqrt{2g\left[(316,03 - 305,865) + \sqrt{\frac{4,69}{\pi}}\right]} \therefore Q_{To} = 85,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para o teste 5.4, foram fechados os orifícios que conduziam a vazão turbinada, simulando uma parada na usina. Manteve-se o comprimento de 40 m da crista do vertedouro, e o nível do reservatório na condição mais crítica, na El. 318,50 m. Nestas condições, a vazão de alimentação foi de 85,91 m³/s e o nível do canal na El. 316,55 m.

Nas mesmas condições do teste 5.4, reduziu-se o comprimento do vertedouro para 30 m. A vazão de alimentação passou a ser de 78,4 m³/s, e o nível de água no canal de adução estabilizou-se na cota 316,80 m. Este foi o teste 5.5, e está ilustrado na figura 4.8.

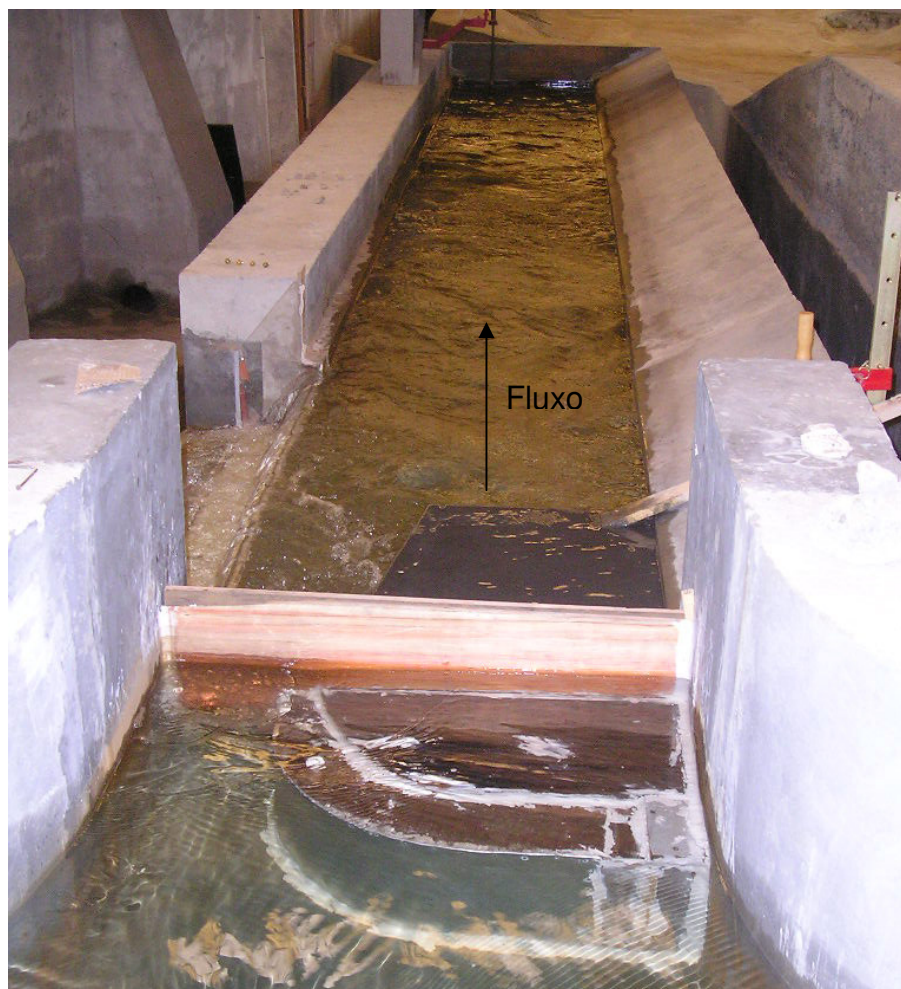


Figura 4.8 – 5ª série de ensaios – Teste 5.5

A tabela 4.4 resume os resultados dos ensaios realizados nesta quinta série de ensaios.

Tabela 4.4 – 5ª série de ensaios – Estreitamento de 4,44 m - Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
5.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,67	0,33
5.2	30	104,0	18,3	85,7	318,50	316,10	2,40
5.3	40	106,4	21,0	85,4	318,50	316,03	2,47
5.4	40	85,9	85,9	0,0	318,50	316,55	1,95
5.5	30	78,4	78,4	0,0	318,50	316,80	1,70

4.4. Sexta Série de Ensaios

Nesta 6ª série de ensaios iniciaram-se os testes com vertedouros duplos e estreitamentos. Manteve-se o estreitamento máximo de 4,44 m utilizado na 5ª série de ensaios. Foram realizados os testes 6.1 a 6.5, com dois valores de comprimento de crista do vertedouro lateral: 70 e 80 m.

O teste 6.1 é idêntico ao teste 5.1, e foi repetido apenas para confirmação dos resultados. O orifício foi instalado conforme mostrado nas Figuras 4.4 e 4.5, na quinta série de ensaios.

Repetindo-se a mesma sistemática da 5ª série de ensaios, obteve-se os resultados da tabela 4.5.

Tabela 4.5 – 6ª série de ensaios - Estreitamento de 4,44 m – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
6.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,67	0,33
6.2	70	105,0	20,1	84,9	318,50	315,90	2,60
6.3	80	107,0	22,5	84,5	318,50	315,80	2,70
6.4	80	89,0	89,0	0,0	318,50	316,26	2,24
6.5	70	86,8	86,8	0,0	318,50	316,37	2,13

A análise comparativa entre a 5ª e a 6ª série de ensaios identifica que, sem vazão turbinada, que corresponde à pior situação, o aumento da largura do vertedouro lateral de 30 m para 70 m, e de 40 m para 80 m, corresponderam a acréscimos de desníveis de 43 cm e 29 cm, respectivamente.

4.5. Sétima Série de Ensaios

Na sétima série de ensaios foi utilizada a contração do teste 4.5, ou seja, 4,93 m. Foram realizados os testes 7.1 a 7.5, com dois valores de comprimento de crista do vertedouro lateral: 30 e 40m.

No teste 7.1, da mesma maneira que no teste 5.1, buscou-se determinar o posicionamento da máxima contração da lâmina de água para a instalação da comporta. O modelo foi alimentado com a vazão de $80 \text{ m}^3/\text{s}$, sem escoamento pelo vertedouro, e o nível do reservatório foi fixado na El. 315,00 m. A comporta, então, foi instalada com um orifício com 4,13 m de altura, conforme mostrado nas figuras 4.9 e 4.10.

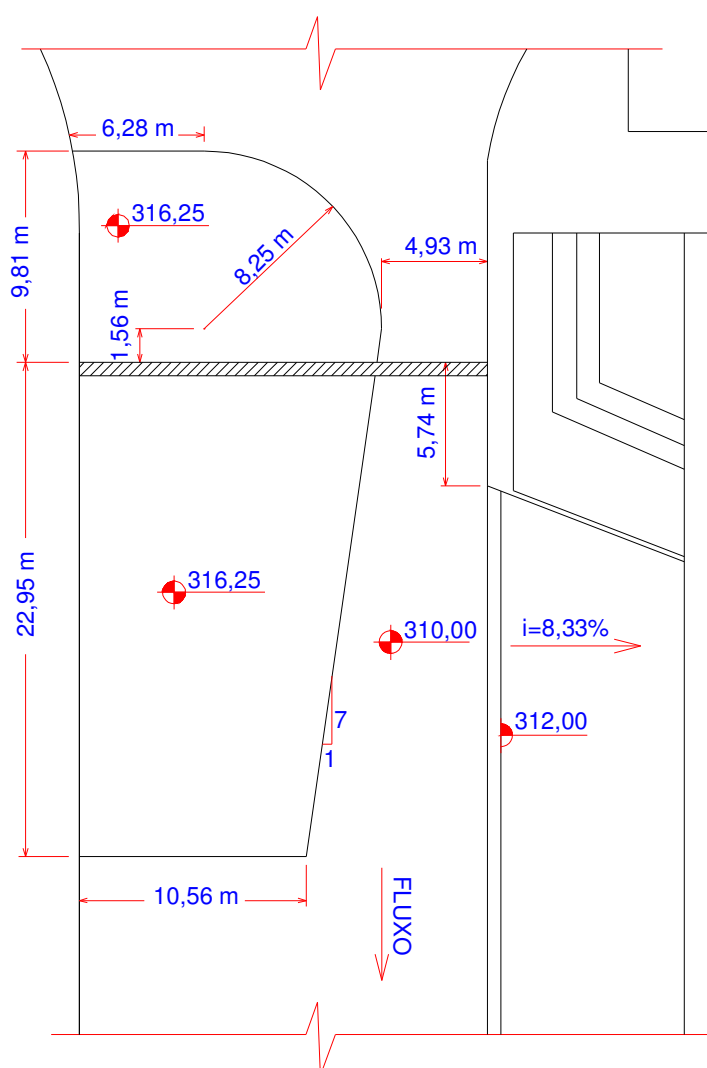


Figura 4.9 – 7ª série de ensaios – Layout do estreitamento

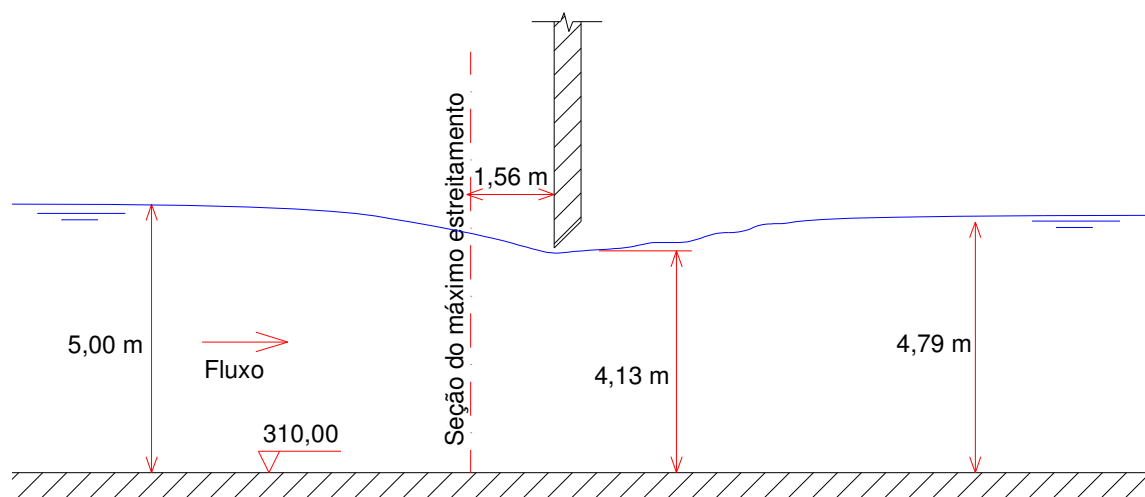


Figura 4.10 – 7ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício

Repetindo-se a mesma sistemática da série de ensaios anterior, obtém-se os resultados da tabela 4.6.

Tabela 4.6 – 7ª série de ensaios – Estreitamento de 4,93 m - Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
7.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,79	0,21
7.2	30	134,5	48,0	86,5	318,50	316,45	2,05
7.3	40	141,6	55,4	86,2	318,50	316,38	2,12
7.4	40	114,5	114,5	0,0	318,50	316,80	1,70
7.5	30	104,3	104,3	0,0	318,50	317,02	1,48

Realizando uma análise comparativa entre a 5ª e a 7ª série de ensaios, verificou-se que o aumento do estreitamento máximo de 4,44 m para 4,93 m, nos testes em que a vazão turbinada é nula (correspondentes à pior situação), levou a uma redução dos desníveis, para vertedouros laterais com 30 m e 40 m de comprimento, de 22 cm e 25 cm, respectivamente.

4.6. Oitava Série de Ensaios

Nesta 8ª série de ensaios, manteve-se o estreitamento máximo utilizado na 7ª série de ensaios, 4,93 m. Foram realizados os testes 8.1 a 8.5, com dois valores de comprimento de crista do vertedouro lateral: 70 e 80 m.

O teste 8.1 é idêntico ao teste 7.1, e foi repetido apenas para confirmação dos resultados. O orifício foi instalado conforme mostrado nas figuras 4.9 e 4.10, na sétima série de ensaios.

Repetindo-se a mesma sistemática da sexta série de ensaios, obtêm-se os resultados da tabela 4.7.

Tabela 4.7 – 8ª série de ensaios – Estreitamento de 4,93 m - Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
8.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,79	0,21
8.2	70	124,0	38,6	85,4	318,50	316,17	2,33
8.3	80	129,0	43,9	85,1	318,50	316,10	2,40
8.4	80	110,8	110,8	0,0	318,50	316,45	2,05
8.5	70	108,5	108,5	0,0	318,50	316,59	1,91

A análise comparativa entre a 7ª e a 8ª série de ensaios identifica que, sem vazão turbinada, que corresponde à pior situação, o aumento da largura do vertedouro lateral de 30 m para 70 m, e de 40 m para 80 m, corresponderam a acréscimos de desníveis de 43 cm e 35 cm, respectivamente. Percebe-se, por exemplo, através do resultado do teste 8.4, que é viável uma redução de 2,05 m dos muros laterais por toda a extensão do canal, lembrando, novamente, que a configuração do teste 8.4 corresponde a pior situação prevista na operação da usina (reservatório no nível máximo maximorum e vazão turbinada nula). Os resultados, portanto, são satisfatórios e se aproximam bastante dos objetivos propostos para este trabalho.

4.7. Nona Série de Ensaios

A partir desta nona série de ensaios, voltou-se a usar a alternativa da soleira ao invés do estreitamento. O objetivo era de testar novos raios para a soleira, bem como verificar alguns resultados alcançados na terceira série de ensaios – item b, mostrados em OTA *et al.* [2004]. Além disso, salienta-se que a análise mais detalhada das duas alternativas irá permitir estabelecer critérios de escolha de qual é a mais adequada aos objetivos propostos neste trabalho.

Nesta série, foi testado um conjunto soleira semicircular – orifício, com um raio de soleira de 3 m (um pouco abaixo do utilizado nos ensaios 3.6 a 3.8). No teste 9.1, impôs-se uma vazão de alimentação de 80 m³/s, sem escoamento pelo vertedouro lateral, para um nível de água no reservatório na El. 315,00 m (nível normal do reservatório). O nível de água medido no canal de adução foi 314,85 m. O orifício foi então instalado com 2,19 m de altura, conforme mostrado na figura 4.11.

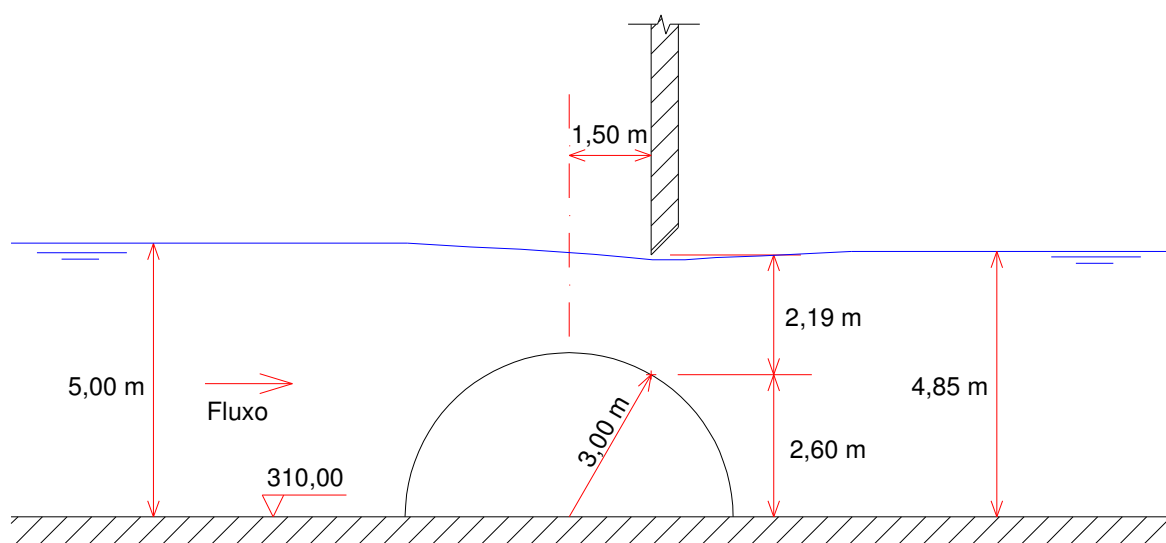


Figura 4.11 – 9ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício

Para o teste 9.2, após a instalação da comporta, a vazão foi elevada de maneira que o nível de água no reservatório alcançasse a El. 318,50 m. A vazão de alimentação medida foi de 194,8 m³/s, e o nível de água no canal de adução foi de 317,12 m. O comprimento da crista do vertedouro era de 30 m. Para a obtenção da vazão turbinada, aplicou-se novamente a equação do orifício (equação 4.1).

$$Q_{T.o} = 2A_o.C_v.C_c.\sqrt{2g\left[(N.C.-305,865)+\sqrt{\frac{A_o}{\pi}}\right]}$$

Para $Q_{To} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, e $N.C. = 314,85 \text{ m}$, tem-se que $A_o = 4,65 \text{ m}^2$. Uma nova aplicação da equação (4.1) fornece a vazão turbinada para este ensaio:

$$Q_{T.o} = 2.4,65.C_v.C_c.\sqrt{2g\left[(317,12-305,865)+\sqrt{\frac{4,65}{\pi}}\right]} \therefore Q_{To} = 88,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Passando-se o comprimento do vertedouro lateral para 40 m, manteve-se a abertura dos orifícios, bem como o nível do reservatório na El. 318,50 m. A vazão medida foi de 208,9 m^3/s , e o nível de água do canal de adução ficou na El. 316,93 m. Denominou-se este teste de 9.3. A vazão turbinada é dada por:

$$Q_{T.o} = 2.4,65.C_v.C_c.\sqrt{2g\left[(316,93-305,865)+\sqrt{\frac{4,65}{\pi}}\right]} \therefore Q_{To} = 87,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para o teste 9.4, foram fechados os orifícios que conduziam a vazão turbinada, simulando uma parada na usina. Manteve-se o comprimento de 40 m da crista do vertedouro, e o nível do reservatório na condição mais crítica, na El. 318,50 m. Nestas condições, a vazão de alimentação foi de 193,6 m^3/s , e o nível do canal na El. 317,25 m.

No teste 9.5, com as mesmas condições do teste 9.4, se mudou a crista do vertedouro para 30 m. A vazão de alimentação passou a ser de 176,00 m^3/s , e o nível de água no canal de adução estabilizou-se na cota 317,43 m. A figura 4.12 ilustra este ensaio.



Figura 4.12 – 9ª série de ensaios – Teste 9.5

A tabela 4.8 resume os resultados dos ensaios realizados nesta nona série de ensaios.

Tabela 4.8 – 9ª série de ensaios - Soleira (R=3,00 m) – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
9.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,85	0,15
9.2	30	194,8	106,1	88,7	318,50	317,12	1,38
9.3	40	208,9	120,9	88,0	318,50	316,93	1,57
9.4	40	193,6	193,6	0,0	318,50	317,25	1,25
9.5	30	176,0	176,0	0,0	318,50	317,43	1,07

4.8. Décima Série de Ensaio

Nesta décima série de ensaios, manteve-se a soleira semicircular com raio de 3,0 m, mas agora utilizando o vertedouro lateral duplo, com comprimentos totais de crista de 70 m e 80 m.

O teste 10.1 é idêntico ao teste 9.1, e foi repetido apenas para confirmação dos resultados. O orifício foi instalado na mesma posição apresentada na figura 4.11.

Repetindo-se a mesma sistemática da 9ª série de ensaios, obtiveram-se os resultados da tabela 4.9.

Tabela 4.9 – 10ª série de ensaios – Soleira (R=3,00 m) – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
10.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,85	0,15
10.2	70	234,6	147,1	87,5	318,50	316,81	1,69
10.3	80	243,6	156,5	87,1	318,50	316,69	1,81
10.4	80	227,2	227,2	0,0	318,50	316,93	1,57
10.5	70	219,6	219,6	0,0	318,50	317,05	1,45

A análise comparativa entre a 9ª e a 10ª série de ensaios identifica que, sem vazão turbinada, que corresponde a pior situação, o aumento da largura do vertedouro lateral de 30 m para 70 m, e de 40 m para 80 m, corresponderam a acréscimos de desníveis de 38 cm e 32 cm, respectivamente.

4.9. Décima Primeira Série de Ensaios

Na décima primeira série de ensaios, foi repetida uma configuração parecida com a apresentada nos testes 3.6 e 3.7, com o mesmo raio de soleira (3,125 m). A diferença é que nesta série de ensaios, o vertedouro lateral assume dois comprimentos diferentes (30 e 40 m), enquanto nos ensaios citados da terceira série o comprimento do vertedouro lateral era de 80 m. Uma configuração idêntica será adotada na décima segunda série de ensaios.

No teste 11.1, impôs-se uma vazão de alimentação de $80 \text{ m}^3/\text{s}$, sem escoamento pelo vertedouro lateral, para um nível de água no reservatório na El. 315,00 m (nível normal do reservatório). O nível de água medido no canal de adução foi 314,78 m. Na seção onde a lâmina de água se apresentava mais contraída, foi instalado o orifício, com 1,80 m de altura, conforme mostrado na figura 4.13. A figura 4.14 ilustra a contração que ocorre no escoamento devido à presença da soleira.

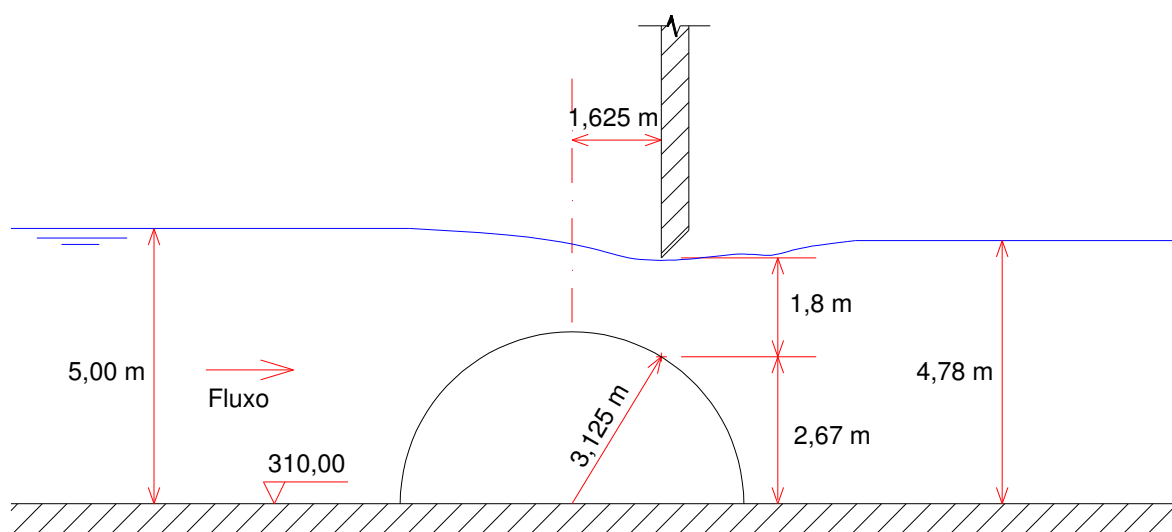


Figura 4.13 – 11ª série de ensaios – Detalhes da instalação do orifício

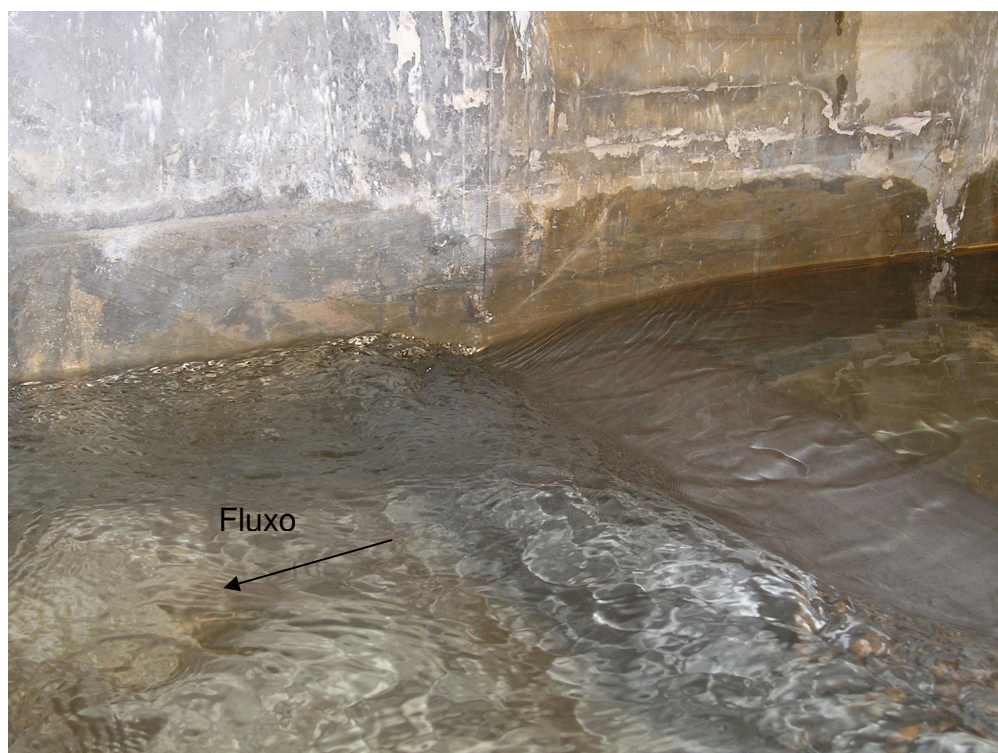


Figura 4.14 – 11ª série de ensaios – Teste 11.1

Repetindo-se a mesma sistemática da série de ensaios anterior, obtiveram-se os resultados da tabela 4.10.

Tabela 4.10 – 11ª série de ensaios – Soleira (R=3,125 m) – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de	Reservatório	Canal	
11.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,78	0,22
11.2	30	171,0	83,2	87,8	318,50	316,79	1,71
11.3	40	177,7	90,6	87,1	318,50	316,60	1,90
11.4	40	155,0	155,0	0,0	318,50	317,06	1,44
11.5	30	142,5	142,5	0,0	318,50	317,26	1,24

Realizando uma análise comparativa entre a 9ª e a 11ª série de ensaios, verifica-se que o aumento do raio da soleira de 3,000 m para 3,125 m, levou, nos testes em que a vazão turbinada é nula (correspondentes à pior situação), a um acréscimo dos desníveis, para vertedouros laterais com 30 m e 40 m de comprimento, de 17 cm e 19 cm, respectivamente.

4.10. Décima Segunda Série de Ensaios

Nesta série, manteve-se a soleira semicircular de raio 3,125 m, tendo sido utilizados dois comprimentos de crista do vertedouro: 70 e 80 m.

O teste 12.1 é idêntico ao teste 11.1 e foi repetido apenas para confirmação dos resultados. O orifício foi instalado na mesma posição apresentada na figura 4.13.

Repetindo-se a mesma sistemática da série de ensaios anterior, obtêm-se os resultados da tabela 4.11.

Tabela 4.11 – 12ª série de ensaios – Soleira ($r = 3,125$ m) - Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		Desnível (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal	
12.1	-	80,0	-	80,0	315,00	314,78	0,22
12.2	70	204,7	117,8	86,9	318,50	316,55	1,95
12.3	80	211,8	125,2	86,6	318,50	316,47	2,03
12.4	80	194,7	194,7	0,0	318,50	316,75	1,75
12.5	70	188,0	188,0	0,0	318,50	316,85	1,65

A análise comparativa entre a 11ª e a 12ª série de ensaios identifica que, sem vazão turbinada, que corresponde a pior situação, o aumento da largura do vertedouro lateral de 30 m para 70 m, e de 40 m para 80 m, corresponderam a acréscimos de desníveis de 41 cm e 31 cm, respectivamente.

As condições do ensaio 12.4 são idênticas ao do ensaio 3.7, no entanto, os resultados foram diferentes. Por este motivo, todos os testes desta 12ª série de ensaios foram repetidos, e os resultados foram confirmados. A diferença de resultados entre as séries de ensaios pode ser atribuída a alguns fatores, como o defletor instalado no orifício do teste 3.7, que não está presente no ensaio 12.4. Assumindo que não houve erros de medição, e que as dimensões da soleira semicircular estão corretas, resta a opção de que o orifício no teste 3.7 é menor (a viga-parede está instalada em uma posição mais “agressiva” em relação à soleira). Isto pode ser comprovado pela análise das figuras 3.14 e 4.13, onde se percebe que, embora em ambos os casos a viga-parede esteja posicionada na seção de

maior contração da lâmina de água em cima da soleira (El. 314,48 m), no teste 3.7 ela está mais próxima à crista da soleira. Enquanto no teste 12.4 o orifício tem altura de 1,8 m, no teste 3.7 a altura do mesmo é de 1,57 m. Assim, explica-se a maior perda de carga verificada nos testes da 3ª série de ensaios quando o reservatório está operando na El. 318,50 m, bem como a menor vazão de alimentação. Esta instalação diferente do orifício pode ter acontecido, por exemplo, caso o nível do reservatório no ensaio 3.6 não estivesse totalmente estabilizado na El. 315,00 m, e sim um pouco abaixo. Assim, todas as leituras ocorreriam para um nível de água no reservatório inferior ao nível de água normal, o que explicaria o baixo nível de água no canal de adução verificado neste teste (El. 314,70 m), bem como a posição do orifício.

A comparação entre alternativas com o uso da soleira e com o uso do estreitamento mostrou que este último apresenta resultados melhores (maiores desníveis para os níveis altos de reservatório) para uma mesma perda de carga, quando o reservatório está em seu nível normal (tabelas 4.7 e 4.11). A alternativa com estreitamento evita também o inconveniente de ter o nível de água mínimo do reservatório condicionado à cota da crista da soleira. Por outro lado, o estreitamento cria uma seção de controle em sua vizinhança que limita a vazão máxima total a valores bem abaixo dos observados nos testes com soleira, o que afeta uma característica do vertedouro lateral que é a de auxiliar no deságüe das águas de cheia, mas que não compromete o funcionamento da usina, uma vez que o vertedouro transversal de superfície da barragem está projetado para verter as cheias sem a necessidade do vertedouro lateral do canal.

Com esta 12ª série de ensaios, encerraram-se os testes com as estruturas dissipadoras de energia instaladas na entrada do canal de adução. No próximo capítulo deste estudo será realizada a abordagem teórica dos ensaios realizados. Para auxiliar nesta análise, duas séries adicionais de ensaios foram realizadas, apenas com o vertedouro lateral operando, visando determinar, com maior exatidão, o seu respectivo coeficiente de descarga.

4.11. Décima Terceira Série de Ensaios

Nesta 13ª série de ensaios, conforme comentado ao final da seção anterior, foram realizados diversos testes com o vertedouro lateral trabalhando isoladamente, para que fosse possível determinar o coeficiente de descarga, através da comparação entre as vazões vertidas pelo vertedouro e as vazões previstas pelos métodos para o cálculo do coeficiente de descarga, mostrados na seção 2.2.4.

Os testes foram realizados com diversos níveis de água no reservatório, variando entre o nível normal (El. 315,00 m) e o nível máximo maximum (El. 318,50 m), onde foi determinado o nível de água no canal de adução, a vazão turbinada – através da equação do orifício -, e a vazão de alimentação. Foram utilizados, nesta série, dois comprimentos de crista do vertedouro lateral: 30 e 40 m.

No ensaio 13.1 houve a regulação da vazão turbinada. Impôs-se uma vazão de alimentação de 80 m³/s, sem escoamento pelo vertedouro lateral, para um nível de água no reservatório na El. 315,00 m (nível normal do reservatório). O nível de água medido no canal de adução foi de 314,985 m, equivalente às perdas no canal sem estruturas de dissipação, conforme mostrado na tabelas 4.3 e 4.12.

Estando os registros no final do canal de adução regulados para 80 m³/s, para o reservatório na El. 315,00 m, iniciaram-se os testes com níveis de água mais altos no reservatório. Foram realizados mais dezesseis testes, onde a sistemática foi sempre a mesma: subia-se gradativamente o nível de água do reservatório, com valores arbitrários, e, estabilizando-se o escoamento, fazia-se a leitura do nível de água no reservatório, nível de água no canal de adução e vazão de alimentação, tanto para 30 m quanto para 40 m de comprimento da crista do vertedouro lateral.

A tabela 4.12 resume os resultados destes testes realizados nesta décima terceira série de ensaios.

Tabela 4.12 – 13ª série de ensaios – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal
13.1	-	80,0	0,0	80,0	315,000	314,985
13.2	30	101,3	19,0	82,3	315,598	315,585
13.3	40	101,3	19,3	82,0	315,513	315,500
13.4	30	127,1	43,5	83,6	315,938	315,909
13.5	40	127,1	44,0	83,1	315,818	315,793
13.6	30	156,0	71,1	84,9	316,278	316,250
13.7	40	156,0	71,9	84,1	316,053	316,035
13.8	30	180,4	94,7	85,7	316,490	316,460
13.9	40	186,4	101,6	84,8	316,280	316,240
13.10	30	242,1	154,4	87,7	317,035	317,013
13.11	40	242,0	155,5	86,5	316,720	316,698
13.12	30	338,0	247,5	90,5	317,828	317,800
13.13	40	348,1	259,1	89,0	317,408	317,368
13.14	30	411,5	318,8	92,7	318,500	318,430
13.15	40	472,8	380,2	92,6	318,500	318,420
13.16	30	441,8	348,2	93,6	318,750	318,690
13.17	40	522,9	431,4	91,5	318,165	318,100

4.12. Décima Quarta Série de Ensaios

A 14ª série de ensaios se constituiu na realização de testes adicionais para o vertedouro lateral com comprimento de crista de 70 m e 80 m, seguindo a mesma sistemática apresentada na série de ensaios anterior.

Houve, novamente, a regulagem dos registros na saída do canal de adução para a vazão de 80 m³/s, com o reservatório no seu nível normal. A seguir, deu-se o início dos testes, que estão resumidos na tabela 4.13.

Tabela 4.13 – 14ª série de ensaios – Resumo dos Resultados

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)	
		Total	Vertedouro	Tomada de água	Reservatório	Canal
14.1	-	80,0	0,0	80,0	315,00	314,985
14.2	70	105,1	23,3	81,8	315,60	315,585
14.3	80	105,1	23,4	81,7	315,51	315,500
14.4	70	154,2	71,0	83,2	315,94	315,909
14.5	80	154,1	71,1	83,0	315,82	315,793
14.6	70	317,2	230,5	86,7	316,28	316,250
14.7	80	317,2	230,9	86,3	316,05	316,035
14.8	70	470,0	380,7	89,3	316,49	316,460
14.9	80	469,1	380,4	88,7	316,28	316,240
14.10	70	621,2	529,4	91,8	317,04	317,013
14.11	80	611,2	520,4	90,8	316,72	316,698

A figura 4.15 mostra a curva de descarga do vertedouro lateral, em função da profundidade do escoamento a jusante do vertedouro (nível de água do canal menos a cota do fundo do canal – 310,00 m -, das tabelas 4.12 e 4.13, para os comprimentos de crista de 30, 40, 70 e 80 m).

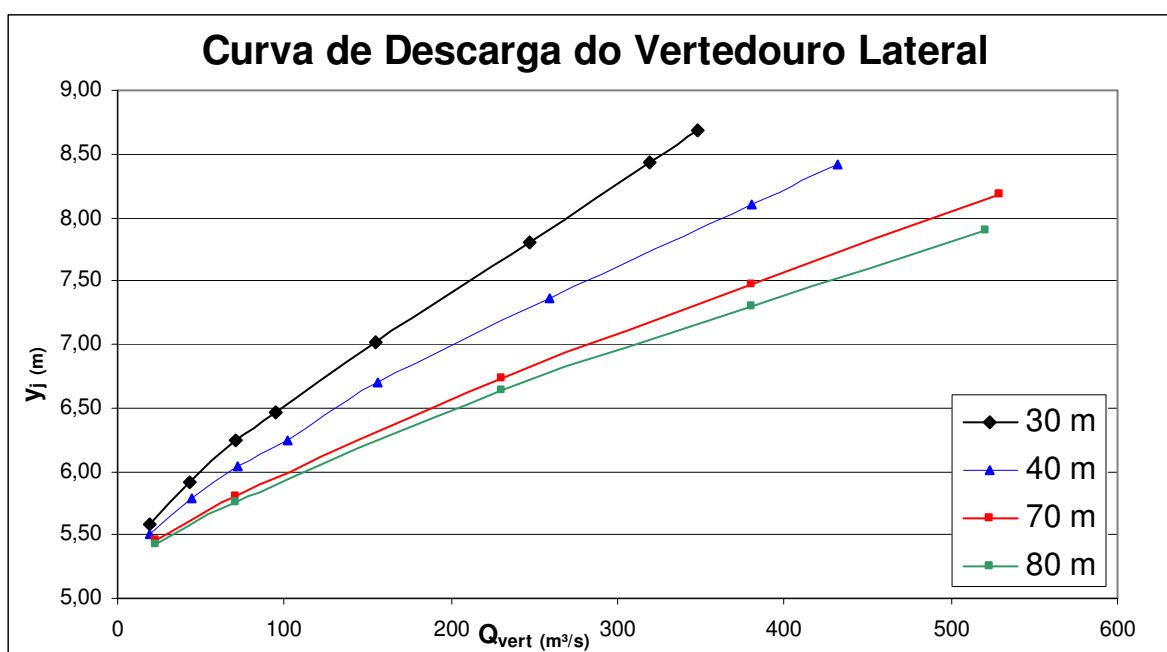


Figura 4.15 – Curva de Descarga do Vertedouro Lateral

A escolha da equação teórica que melhor caracteriza o vertedouro lateral em questão, ou seja, a que melhor se ajusta às curvas mostradas na figura 4.15, será feita com base em estudos teóricos e experimentais considerados no próximo capítulo.

5. ANÁLISE TEÓRICA DOS RESULTADOS

5.1. Vazão pelo Vertedouro Lateral

Tendo em conta as curvas de descarga do vertedouro lateral apresentadas na figura 4.15, buscou-se determinar a equação teórica, com base nas referências bibliográficas, que melhor caracterizasse o escoamento em questão.

Devido às simplificações intrínsecas ao método de DeMarchi, este não foi utilizado na análise da vazão pelos vertedouros laterais, tendo sido utilizada a integração numérica das equações diferenciais. Resta então saber qual das duas equações diferenciais que caracterizam o escoamento pelo vertedouro lateral – a que utiliza o princípio da energia ou que utiliza o princípio da quantidade de movimento – será utilizada para avaliação dos resultados.

5.1.1. Escolha da Equação

Como visto na seção 2.2.2, existem duas versões da equação unidimensional do fluxo espacialmente variado capazes de descrever as condições de escoamento em um vertedouro lateral, dadas, para canais retangulares, pelas equações (2.13) e (2.21); uma utilizando o princípio da energia e outra o princípio da quantidade de movimento, respectivamente.

A maioria dos estudos anteriores – incluindo todos os que utilizam o princípio de DeMarchi – consideram a equação da energia, (2.13) ou (2.14), assumindo para o coeficiente de Coriolis um valor unitário, e negligenciando os efeitos do atrito no canal principal ($S_f = 0$). Considerando estas simplificações e a substituição de q^* pela equação (2.16), a equação (2.13) resulta:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 + \frac{2}{3}\sqrt{2g}C_D Q(y-S)^{3/2}}{1 - \frac{BQ^2}{gA^3}} \quad (5.1)$$

Os autores destes estudos utilizaram a equação (5.1) para determinar, por tentativa e erro, os valores de C_D que produziam os valores observados

experimentalmente da vazão vertida, Q_{vert} . Na maioria dos casos, nenhuma atenção foi dada para verificar se os valores calculados da profundidade da água no extremo de montante do vertedouro lateral, dado também fornecido pela equação, correspondiam aos valores verificados experimentalmente. Este comportamento produz erros e levanta dúvidas quanto às equações sugeridas para o coeficiente de descarga. Por esta razão, neste trabalho, foram consideradas apenas as equações gerais da energia e da quantidade de movimento para canais retangulares, dadas pelas Equações (2.13) e (2.21).

MAY *et al.*[2003], utilizando inicialmente o princípio da conservação de energia, realizou uma série de análises através de um programa de computador baseado no método de integração numérica de Runge-Kutta de quarta ordem. Como as variáveis desconhecidas para a aplicação do princípio da energia são duas (C_D e coeficiente corretor de energia cinética α), o programa realiza iterações automáticas para procurar as combinações requeridas destas variáveis. A equação de Manning (2.15) foi utilizada para calcular as perdas de carga devidas ao atrito no canal, tendo sido assumido um coeficiente de rugosidade, representativo das condições de laboratório onde os ensaios foram realizados, igual a 0,02. Foram utilizados quase 500 resultados de testes experimentais de diversos autores para comparação com os resultados calculados. Os estudos realizados por MAY *et al.*[2003] produziram valores para o coeficiente α da ordem de 3 ou superior, os quais são muitos altos e fisicamente não realísticos. Além disto, em um grande número de casos, provou-se ser impossível encontrar quaisquer combinações de C_D e α que verificassem tanto a vazão vertida Q_{vert} , como a profundidade de montante, y_m . Os autores afirmam, portanto, que a equação do vertedouro lateral utilizando o princípio da energia não é, de uma maneira geral, válida para a análise do fluxo em vertedouros laterais; ou seja, ao contrário do que é normalmente assumido, deve haver alguma perda de energia no canal principal ao longo do vertedouro lateral, bem como uma variação considerável do coeficiente α .

Pelas razões explicitadas acima, MAY *et al.*[2003] propõe que seja utilizada a equação (2.21), que utiliza o princípio da quantidade de movimento. Ao contrário da equação da energia, onde se tinham duas variáveis desconhecidas (C_D e α), aqui,

para o princípio da quantidade de movimento tem-se três variáveis: o coeficiente de descarga C_D , o coeficiente corretor da quantidade de movimento β , e a razão de velocidades u/v . Como só se possuem duas condições iniciais para a verificação dos resultados do sistema (Q_{vert} , e y_m), não foi possível determinar os valores de C_D , β e u/v a partir dos resultados dos testes. No entanto, devido ao grande número de testes analisados, MAY *et al.* [2003] foram capazes de estabelecer uma correlação entre duas das três variáveis, a fim de solucionar o problema.

Foi proposta uma relação entre o coeficiente β e a razão de velocidades u/v , uma vez que é razoável se esperar que em um canal onde há um vertedouro lateral instalado haja alguma forma de correlação entre estas duas variáveis (associa-se às situações em que u é consideravelmente maior que v uma distribuição de velocidades no canal bastante não uniforme). Através de novos estudos, MAY *et al.* [2003] propõe, então, a seguinte relação:

$$\beta = 0,725 + 0,275\left(\frac{u}{v}\right) \quad (5.2)$$

Utilizando a correlação definida pela equação (5.2), MAY *et al.* [2003] realizaram novamente as análises com o programa de integração numérica. Para um certo número de casos, continuou não sendo possível combinar ambos os resultados (vazão vertida e nível de água a montante do vertedouro lateral), mas o número de ocorrências foi consideravelmente menor do que aquele verificado no caso da utilização do princípio da energia.

MAY *et al.* [2003] propôs, também, um valor constante para a razão de velocidades, u/v , igual a 1,84, o qual é igual à média de todos os dados analisados. Tentou-se desenvolver uma relação de u/v com as características geométricas do vertedouro lateral e as condições de fluxo de jusante, mas sem sucesso. O valor de 1,84 para a razão de velocidades corresponde a um valor do coeficiente β , igual a 1,23. Os autores propuseram, então, o seguinte procedimento de cálculo para a determinação da capacidade do fluxo de um vertedouro lateral, em canal retangular, com as condições iniciais do fluxo subcrítico conhecidas:

- calcular o coeficiente de descarga por alguma equação teórica definida (os autores propõem a sua própria, definida pela equação (2.45));
- assumir valores de $u/v = 1,84$, e calcular β de acordo com a equação (5.2);
- integrar numericamente as equações (2.21) e (2.16) para determinar o perfil do nível de água ao longo do vertedouro, bem como a vazão vertida pelo vertedouro lateral (Q_{vert}).

5.1.2. Curva de Descarga do Vertedouro Lateral

As curvas de descarga do vertedouro lateral, determinadas pelos ensaios em laboratório, e ilustradas na figura 4.15, foram comparadas com os resultados obtidos pelo procedimento acima, considerando-se as equações teóricas para o coeficiente de descarga sugeridas por HAGER [1987] e MAY *et al.* [2003], mostradas na seção 2.2.4. Dadas as condições iniciais de jusante (vazão e profundidade ao final do vertedouro lateral), o sistema retorna como resultados a vazão e a profundidade em qualquer posição ao longo da crista do vertedouro lateral. Portanto, para a escolha da equação do coeficiente de descarga que melhor retrata o comportamento do vertedouro lateral, não foi verificada apenas a vazão, mas também a profundidade. Para a comparação dos níveis de água, foram consideradas todas as perdas de carga que ocorrem no modelo. A profundidade a jusante do vertedouro lateral, y_j , que é uma das duas condições iniciais para a resolução do sistema de equações diferenciais, foi obtida somando-se à profundidade no final do canal de adução a perda de carga contínua até a extremidade de jusante do vertedouro lateral. Calculado o sistema de equações, foi determinada a profundidade a montante do vertedouro lateral (y_m). Para que se possa comparar com o nível de água do reservatório, foi somada a perda de carga localizada provocada pela entrada do canal. A figura 5.1 ilustra este processo (obs.: as escalas das perdas de carga estão ampliadas, para melhor visualização). Para o caso de vertedouro duplo, os cálculos foram feitos, como também foi sugerido por MAY *et al.* [2003], considerando o canal como dividido por uma parede imaginária no seu eixo longitudinal, com cada metade do mesmo tendo um vertedouro lateral. O comportamento de cada vertedouro pode então ser calculado considerando a geometria de cada “meio—canal”, usando-se para isso metade da vazão turbinada.

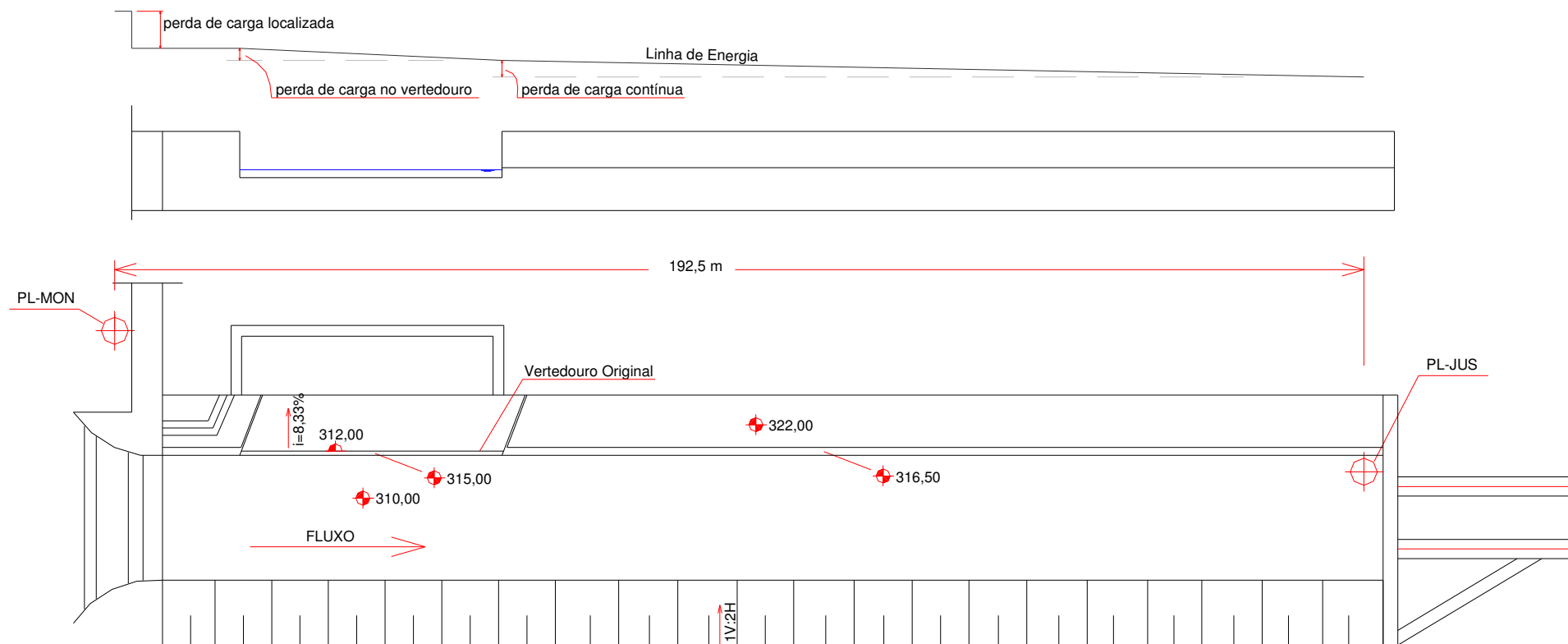


Figura 5.1 – Perdas de carga ao longo do modelo reduzido

É importante ressaltar que, embora haja uma perda de energia ao longo do vertedouro lateral, o nível de água sobe ao longo do mesmo, uma vez que o fluxo é subcrítico. Esta característica do escoamento através de um vertedouro lateral está detalhada na seção 2.2.3, e ilustrada na figura 2.6.

O valor do coeficiente de rugosidade de Manning (n) adotado para o cálculo da perda de carga, nas simulações experimentais, foi de 0,015, coeficiente este característico de um canal de cimento alisado, de acordo com CHOW [1959]. Utilizando-se o resultado do teste 4.9, onde foi medida a perda de carga do canal sem vertedouro lateral ou estruturas de dissipação de energia como sendo de 1,5 cm, efetuaram-se os seguintes cálculos para se obter o coeficiente de perda de carga localizada (K). De acordo com a equação (2.15), tem-se:

$$\frac{Q}{A} = S_f^{1/2} R^{2/3} n^{-1} \therefore \frac{80}{19.5} = S_f^{1/2} \left(\frac{19.5}{19+5+5} \right)^{2/3} 0,015^{-1} \therefore S_f = 3,28 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}$$

$$S_f = \frac{\Delta h_{cont}}{L} \therefore 3,28 \cdot 10^{-5} = \frac{\Delta h_{cont}}{192,5} \therefore \Delta h_{cont} = 0,63 \text{ cm}$$

$$\Delta h_{total} = \Delta h_{loc} + \Delta h_{cont} \therefore 1,5 = 0,63 + \Delta h_{loc} \therefore \Delta h_{loc} = 0,87 \text{ cm}$$

A perda de carga localizada é, portanto, igual a 0,87 cm, para o teste 4.9. Uma perda de carga localizada pode ser calculada por um coeficiente K multiplicado pelo fator $v^2/2g$. Assim, tem-se:

$$\Delta h_{loc} = K \frac{v^2}{2g} \therefore \Delta h_{loc} = K \frac{\left(\frac{Q}{A} \right)^2}{2g} \therefore \frac{0,87}{100} = K \frac{\left(\frac{80}{19.5} \right)^2}{19,62} \therefore K = 0,2407$$

O coeficiente K igual a 0,2407 foi utilizado, portanto, para o cálculo da perda de carga localizada na tomada de água. Este coeficiente é variável, assumindo um valor para cada teste, no entanto, por simplificação, ele foi considerado constante para todos os testes.

Na seqüência, apresentam-se, para os quatro comprimentos do vertedouro lateral considerados nos ensaios, a comparação entre resultados experimentais e teóricos obtidos para a vazão vertida e para o nível de água no reservatório. Os resultados teóricos foram obtidos pelo procedimento sugerido por MAY *et al.* [2003], considerando-se os coeficientes de descarga formulados por HAGER [1987] e MAY *et al.* [2003].

a) Hager - 1987

As equações (2.33) a (2.36) apresentam a formulação proposta por HAGER [1987] para o coeficiente de descarga do vertedouro lateral. A aplicação do procedimento de cálculo proposto por MAY *et al.* [2003] - ver seção 5.1.1 -, utilizando a equação de Hager para o coeficiente de descarga, forneceu os resultados mostrados na tabela 5.1, onde, também, é apresentada a diferença percentual entre os valores experimentais e teóricos da vazão vertida e da profundidade do reservatório. As equações propostas por Hager foram desenvolvidas a partir de ensaios, nos quais as condições dos arranjos possuíam as seguintes extensões (medidas do modelo):

- $0,3 \leq F_{rm} \leq 2$;
- $L/B = 3,33$ m;
- $S = 0$ e $S = 0,2$ m;
- $0,5\% \leq S_0 \leq 2\%$.

Tabela 5.1 – Vazões Teóricas pelo vertedouro lateral pelo método de Hager

HAGER						
L (m)	Q _{vert.} (m ³ /s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
30	19,0	23,3	315,60	315,59	18,77%	0,13%
30	43,5	45,5	315,94	315,91	4,43%	0,54%
30	71,1	73,5	316,28	316,24	3,30%	0,67%
30	94,7	92,7	316,49	316,44	2,19%	0,80%
30	154,4	149,4	317,04	316,97	3,32%	0,96%
30	247,5	243,1	317,83	317,71	1,81%	1,50%
30	318,8	327,2	318,50	318,30	2,56%	2,39%
30	348,2	364,0	318,75	318,54	4,35%	2,42%

L (m)	Q _{vert.} (m ³ /s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
40	19,3	24,3	315,51	315,51	20,48%	0,13%
40	44,0	48,7	315,82	315,79	9,80%	0,50%
40	71,9	72,6	316,05	316,02	1,01%	0,53%
40	101,6	95,0	316,28	316,22	6,97%	1,02%
40	155,5	151,1	316,72	316,65	2,94%	1,08%
40	259,1	245,5	317,41	317,27	5,56%	1,91%
40	380,2	362,1	318,17	317,93	4,99%	2,93%
40	431,4	416,8	318,50	318,22	3,50%	3,44%

L (m)	Q _{vert.} (m ³ /s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
70	23,3	33,1	315,48	315,51	29,78%	0,60%
70	71,0	77,9	315,84	315,86	8,90%	0,41%
70	230,5	234,0	316,84	316,81	1,51%	0,51%
70	380,7	381,3	317,58	317,58	0,15%	0,02%
70	529,4	536,9	318,32	318,35	1,40%	0,34%

L (m)	Q _{vert.} (m ³ /s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
80	23,4	34,0	315,45	315,48	31,12%	0,63%
80	71,1	79,8	315,80	315,82	10,79%	0,28%
80	230,9	236,4	316,73	316,70	2,32%	0,45%
80	380,4	379,2	317,43	317,41	0,32%	0,22%
80	520,4	515,7	318,12	318,06	0,91%	0,69%

A figura 5.2 ilustra as curvas de descargas experimentais e teóricas para cada comprimento de crista do vertedouro lateral.

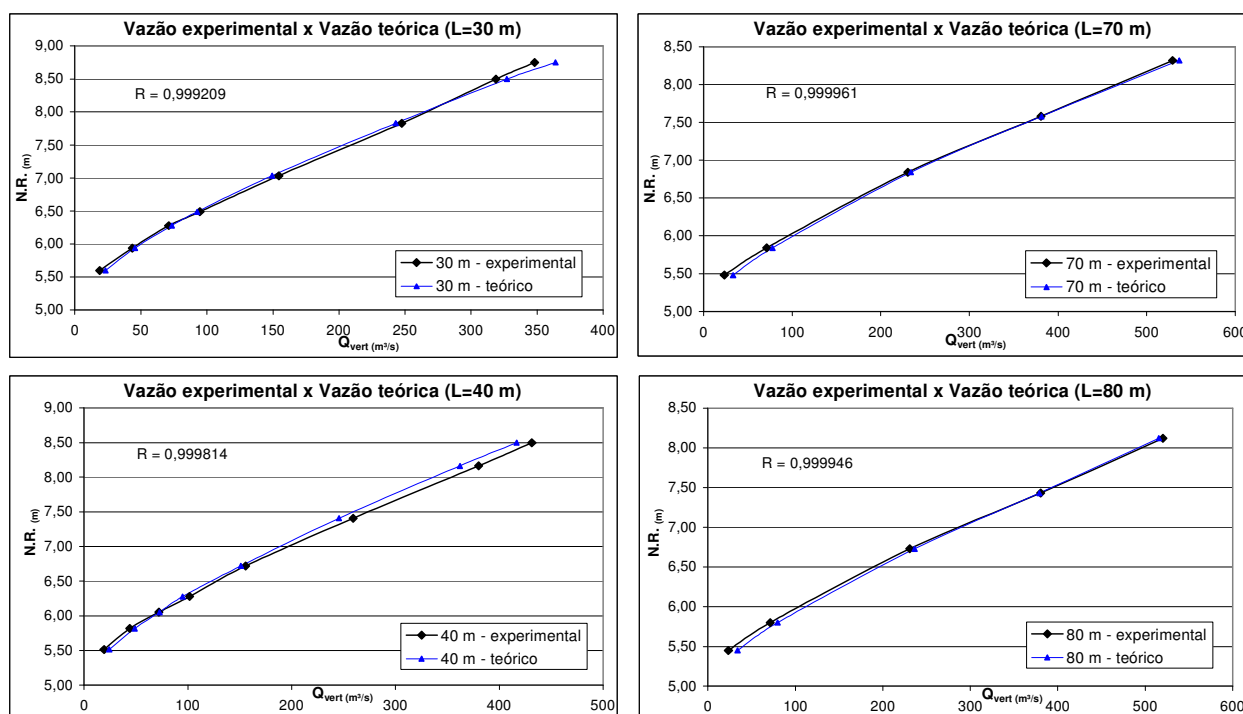


Figura 5.2 – Vazão experimental x Vazão teórica pelo método de Hager para os diferentes comprimentos de crista do vertedouro lateral

b) May, Bromwich, Gasowski e Rickard - 2003

A equação (2.45) apresenta a formulação proposta por MAY *et al.* [2003] para o coeficiente de descarga do vertedouro lateral. Aplicando-se o mesmo procedimento utilizado para o método de Hager, obtiveram-se os resultados mostrados na tabela 5.2, onde, também, é apresentada a diferença percentual entre os valores experimentais e teóricos da vazão vertida e da profundidade do reservatório. As equações propostas em MAY *et al.* [2003] foram desenvolvidas a partir de ensaios, nos quais as condições dos arranjos abrangiam as seguintes faixas (medidas do modelo):

- $0 \leq F_{rj} \leq 0,6$;
- $0,01 \leq L/B \leq 1$;
- $0,01 \leq y_j/L \leq 0,1$;
- $0,01 \leq y_j/S \leq 5$;

Tabela 5.2 – Vazões Teóricas pelo vertedouro lateral pelo método de May

MAY						
L (m)	Q _{vert.} (m³/s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
30	19,0	25,6	315,60	315,59	26,04%	0,14%
30	43,5	48,6	315,94	315,90	10,42%	0,56%
30	71,1	77,1	316,28	316,23	7,75%	0,70%
30	94,7	96,4	316,49	316,44	1,75%	0,83%
30	154,4	153,1	317,04	316,97	0,85%	0,99%
30	247,5	245,3	317,83	317,71	0,86%	1,52%
30	318,8	327,2	318,50	318,30	2,57%	2,39%
30	348,2	362,8	318,75	318,54	4,04%	2,41%

L (m)	Q _{vert.} (m³/s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
40	19,3	27,2	315,51	315,50	29,10%	0,15%
40	44,0	53,1	315,82	315,79	17,15%	0,53%
40	71,9	78,0	316,05	316,02	7,84%	0,57%
40	101,6	101,2	316,28	316,21	0,40%	1,08%
40	155,5	159,1	316,72	316,64	2,21%	1,15%
40	259,1	255,6	317,41	317,26	1,38%	2,02%
40	380,2	374,0	318,17	317,92	1,64%	3,08%
40	431,4	429,3	318,50	318,21	0,49%	3,59%

L (m)	Q _{vert.} (m³/s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
70	23,3	42,3	315,48	315,51	44,98%	0,58%
70	71,0	93,3	315,84	315,86	23,91%	0,41%
70	230,5	264,0	316,84	316,81	12,71%	0,38%
70	380,7	421,6	317,58	317,59	9,69%	0,19%
70	529,4	584,6	318,32	318,36	9,45%	0,42%

L (m)	Q _{vert.} (m³/s)		N.R. (m)		Diferença vazão (%)	Diferença Prof. (%)
	exp.	teór.	exp.	teór.		
80	23,4	43,8	315,45	315,48	46,61%	0,62%
80	71,1	96,6	315,80	315,82	26,33%	0,28%
80	230,9	269,8	316,73	316,71	14,44%	0,30%
80	380,4	423,8	317,43	317,43	10,24%	0,01%
80	520,4	566,7	318,12	318,06	8,18%	0,76%

A figura 5.3 ilustra as curvas de descargas experimentais e teóricas para cada comprimento de crista do vertedouro lateral.

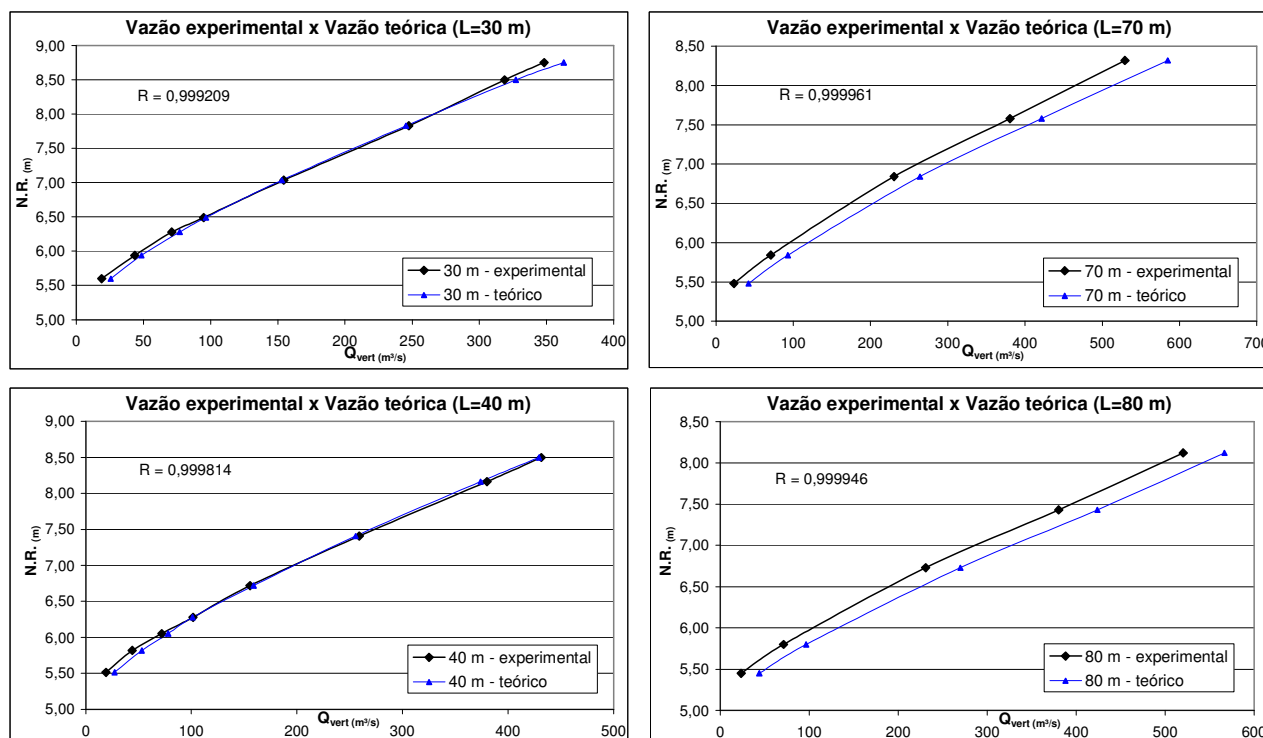


Figura 5.3 – Vazão experimental x Vazão teórica pelo método de May para os diferentes comprimentos de crista do vertedouro lateral

Dentre os procedimentos para o cálculo da curva de descarga do vertedouro lateral vistos acima, o método de Hager foi o que apresentou os melhores resultados - tanto para a vazão quanto para a profundidade -, como pode ser concluído pela comparação das tabelas 5.1 e 5.2 e das figuras 5.2 e 5.3. Para os testes com vertedouro duplo (comprimentos de crista de 70 e 80 m), o método de Hager apresentou resultados bem mais consistentes do que o método de May *et al.*

Nota-se, como era de se esperar, que quanto mais um parâmetro de um ensaio realizado foge dos parâmetros dos testes utilizados pelos autores, menor é a eficácia da equação proposta. A tabela 5.3 resume os testes realizados e mostra os parâmetros de cada teste.

Tabela 5.3 – Parâmetros dos ensaios

L(m)	N.R.(m)	N.C.(m)	Q _T (m³/s)	Q _{vert.} (m³/s)	Q _{total} (m³/s)	F _{rj}	F _{rm}	L/B	y _j /S	y _j /L	y _m /S
30	315,60	315,59	82,3	19,0	101,31	0,105	0,129	1,579	1,117	0,186	1,120
40	315,51	315,50	82,0	19,3	101,31	0,107	0,132	2,105	1,100	0,138	1,103
30	315,94	315,91	83,6	43,5	127,11	0,098	0,148	1,579	1,182	0,197	1,188
40	315,82	315,79	83,1	44,0	127,11	0,100	0,152	2,105	1,159	0,145	1,164
30	316,28	316,25	84,9	71,1	155,95	0,091	0,167	1,579	1,250	0,208	1,256
40	316,05	316,04	84,1	71,9	155,95	0,095	0,176	2,105	1,207	0,151	1,211
30	316,49	316,46	85,7	94,7	180,40	0,088	0,183	1,579	1,292	0,215	1,298
40	316,28	316,24	84,8	101,6	186,49	0,091	0,199	2,105	1,248	0,156	1,256
30	317,04	317,01	87,7	154,4	242,08	0,079	0,218	1,579	1,403	0,234	1,407
40	316,72	316,70	86,5	155,5	242,08	0,084	0,234	2,105	1,340	0,167	1,344
30	317,83	317,80	90,5	247,5	337,95	0,070	0,259	1,579	1,560	0,260	1,566
40	317,41	317,37	89,0	259,1	348,10	0,075	0,290	2,105	1,474	0,184	1,482
30	318,50	318,43	92,7	318,8	411,51	0,064	0,279	1,579	1,686	0,281	1,700
40	318,50	318,42	92,6	380,2	472,81	0,064	0,321	2,105	1,684	0,211	1,700
30	318,75	318,69	93,6	348,2	441,76	0,061	0,287	1,579	1,738	0,290	1,750
40	318,17	318,10	91,5	431,4	522,96	0,067	0,377	2,105	1,620	0,203	1,633
70	315,48	315,45	81,8	23,3	105,10	0,108	0,138	3,684	1,090	0,078	1,096
80	315,45	315,42	81,7	23,4	105,10	0,109	0,139	4,211	1,084	0,068	1,090
70	315,84	315,81	83,2	71,0	154,17	0,100	0,184	3,684	1,162	0,083	1,168
80	315,80	315,76	83,0	71,1	154,17	0,101	0,185	4,211	1,152	0,072	1,160
70	316,84	316,74	86,7	230,5	317,17	0,083	0,298	3,684	1,348	0,096	1,368
80	316,73	316,63	86,3	230,9	317,17	0,085	0,305	4,211	1,326	0,083	1,346
70	317,58	317,47	89,3	380,7	470,07	0,074	0,379	3,684	1,494	0,107	1,516
80	317,43	317,30	88,7	380,4	469,07	0,076	0,389	4,211	1,460	0,091	1,486
70	318,32	318,18	91,8	529,4	621,23	0,066	0,435	3,684	1,636	0,117	1,664
80	318,12	317,90	90,8	520,4	611,23	0,069	0,444	4,211	1,580	0,099	1,624

No caso da faixa de parâmetros utilizada por MAY *et al.* [2003], percebe-se que o parâmetro L/B utilizado neste estudo é sempre superior. Quanto mais ele se afasta da faixa de valores utilizada por May ($0,01 \leq L/B \leq 1$), maiores são as diferenças obtidas na aplicação das equações (para um parâmetro L/B da ordem de 4, a diferença na vazão é superior a 40%). No caso de HAGER [1987], a utilização de uma soleira de, no máximo, 0,30 m (ao passo que neste estudo o vertedouro lateral possuía crista fixa de 0,20 m de altura medida no modelo), teve certa influência nas diferenças observadas, mas não tanto quanto as diferenças causadas pelo parâmetro L/B . Portanto, o método de Hager foi escolhido, para este caso, como o mais representativo para a previsão de vazões pelo vertedouro lateral. Generalizando para outros vertedouros laterais, e no caso de não serem disponíveis ensaios em modelo reduzido, devem-se comparar os parâmetros do protótipo com os dos métodos mostrados acima, de maneira a orientar a escolha.

É importante ressaltar que os resultados, tanto teóricos quanto experimentais para a vazão pelo vertedouro lateral, não condizem com as vazões vertidas nas séries de ensaio em que foram utilizados a soleira e o estreitamento (séries de ensaio 3 a 12). Um dos motivos é o fato de que o ressalto que se forma nestes ensaios exerce influência na curva de descarga do vertedouro lateral, diminuindo a vazão vertida, uma vez que o ressalto se localiza próximo ao início do vertedouro lateral.

Outro aspecto que merece verificação é quanto a capacidade de vazão do orifício, uma vez que, para os níveis altos de reservatório, o conjunto orifício-soleira (ou orifício-estreitamento) começa a exercer controle sobre o escoamento, e a vazão passa a ser definida através deste controle. Ou seja, por mais que o vertedouro lateral possua capacidade de verter uma determinada vazão, esta não é maior do que a vazão máxima permitida pelo controle mais a montante, no caso, o conjunto soleira / estreitamento - orifício. A verificação desta vazão máxima pode ser feita de maneira simples, através da equação da energia, e será realizada nos exemplos do próximo capítulo.

5.2. Ressalto Hidráulico no Orifício com Soleira

5.2.1. Determinação da Equação Teórica

Com base nas características hidráulicas do escoamento, e nas características físicas do arranjo, buscou-se reproduzir teoricamente os resultados experimentais alcançados quando do uso de soleira e orifício, resultados estes verificados entre a nona e a décima segunda série de ensaios. As figuras 5.4 e 5.5 ilustram o fenômeno e as variáveis envolvidas.

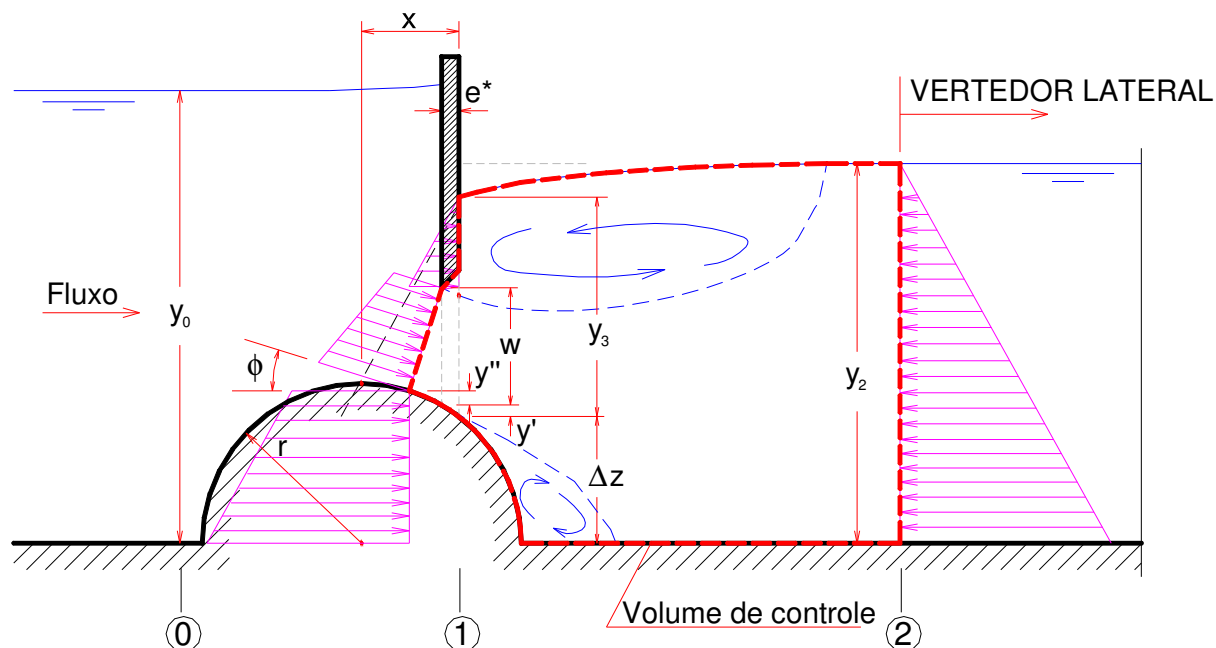


Figura 5.4 – Esquema do ressalto afogado em canal com soleira e orifício

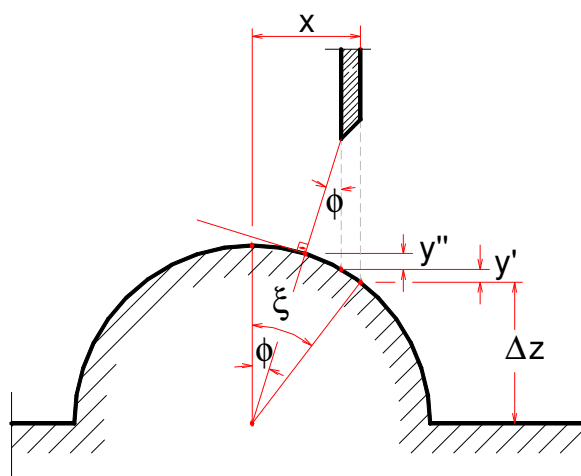


Figura 5.5 – Detalhe das variáveis na soleira

Na figura 5.4, w é a altura do orifício, Δz é a altura da soleira na seção de jusante da parede do orifício, r é o raio da soleira, ϕ é o ângulo que o jato de água faz com a horizontal no orifício, e^* é a espessura da parede do orifício e a profundidade y_3 é a coluna de água na seção de jusante da parede do orifício. O ressalto, devido ao seu controle de jusante, procura “caminhar” para montante, mas é impedido pela parede do orifício, formando o que é chamado de ressalto afogado. A consideração de ressalto afogado partiu da própria observação dos testes

realizados, onde se observou que, para os níveis altos do reservatório, o ressalto, invariavelmente, era afogado.

Para a análise teórica do ressalto, cinco hipóteses foram assumidas:

- a) Todo o ressalto ocorre antes do vertedouro lateral;
- b) A distribuição de pressão a jusante do ressalto é hidrostática;
- c) O atrito da superfície do canal entre as seções 1 e 2 é desprezível;
- d) A perda de energia entre as seções 0 e 1 é igual à perda de carga localizada provocada pela soleira e pela entrada do canal;
- e) O coeficiente de Coriolis (α), na seção 0, é igual à unidade.

Segundo HENDERSON [1966], um ressalto afogado pode ser tratado como um escoamento dividido. Este escoamento caracteriza-se pelo fato de a água em movimento ocupar apenas uma parte da seção transversal. Assim, a quantidade de movimento passando pela seção 1 é referente à altura do orifício, e a força (distribuição de pressões) atuando nesta seção é referente à altura y_3 (lâmina de água parada). A figura 5.4 ilustra as distribuições de pressão utilizadas na modelagem do fenômeno.

Aplicando a equação da quantidade de movimento (equação 2.9) entre as seções 1 e 2, conforme a figura 5.4, e considerando-se as hipóteses formuladas acima, tem-se que a variação da quantidade de movimento na superfície de controle (volume de água entre as seções 1 e 2) é igual ao somatório das forças externas atuando nesta superfície. Sendo assim, tem-se:

$$\overbrace{\sum F_x}^{\text{hidrostática}} = \overbrace{\beta_2 \rho q V_2 - \beta_1 \rho q V_1}^{\text{cinética}} \quad (5.3)$$

Desenvolvendo-se a equação (5.3), e considerando o escoamento dividido, tem-se:

$$\frac{\beta'_{p1} \gamma (y_3 - w - y')^2}{2} + \frac{\beta'_{p2} \gamma (\Delta z + y'' + y') [2y_2 - (\Delta z + y'' + y')]}{2} +$$

$$+ \frac{\gamma}{2 \cos \phi} [2\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + w - y''] \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} \cos \phi - \frac{y_2^2}{2} \right] = \beta_2 \rho q v_2 - \frac{\beta_1 \rho q^2 \cos^2 \phi}{(w - y')} \therefore$$

$$\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + \beta'_{p2} (\Delta z + y'' + y') [2y_2 - (\Delta z + y'' + y')] + [2\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + w - y''] \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} - y_2^2 \right]$$

$$= \frac{2q^2}{g} \left[\frac{\beta_2}{y_2} - \frac{\beta_1 \cos^2(\phi)}{(w - y'')} \right] \therefore$$

$$2F_{r1}^2 \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} \right]^3 \left[\frac{\beta_2 (w - y'') - \beta_1 y_2 \cos^2 \phi}{y_2 (w - y'')} \right] =$$

$$\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + \beta'_{p2} (\Delta z + y'' + y') [2y_2 - (\Delta z + y'' + y')] + [2\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + w - y''] \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} - y_2^2 \right] \therefore$$

$$2F_{r1}^2 \frac{(w - y'')^2 [\beta_2 (w - y'') - \beta_1 y_2 \cos^2 \phi]}{y_2 \cos^3 \phi} =$$

$$\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + \beta'_{p2} (\Delta z + y'' + y') [2y_2 - (\Delta z + y'' + y')] + [2\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + w - y''] \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} - y_2^2 \right] \therefore$$

$$2F_{r1}^2 = \frac{y_2 \cos^3 \phi}{(w - y'')^2 [\beta_2 (w - y'') - \beta_1 y_2 \cos^2 \phi]} \cdot$$

$$\left\{ \beta'_{p1} (y_3 - w - y') + \beta'_{p2} (\Delta z + y'' + y') [2y_2 - (\Delta z + y'' + y')] + [2\beta'_{p1} (y_3 - w - y') + w - y''] \left[\frac{(w - y'')}{\cos \phi} - y_2^2 \right] \right\}$$

(5.4)

Os coeficientes β'_{p1} e β'_{p2} são coeficientes de distribuição de pressão (CHOW [1959]). São utilizados para corrigir a hidrostaticidade de distribuições de pressões, quando se sabe que as mesmas são essencialmente não-hidrostáticas.

O valor de F_{r1} na equação (5.4), conforme pode ser observado na dedução da equação, é

$$F_{r1} = \frac{q \cos \phi}{(w - y'') \sqrt{\frac{g(w - y'')}{\cos \phi}}} \quad (5.5)$$

De acordo com a figura 5.5, algumas novas relações podem ser desenvolvidas:

$$\sin \xi = \frac{x}{r} \quad \cos \xi = \frac{\Delta z}{r}$$

Assim

$$\Delta z = r \cos(\arcsen \frac{x}{r}) \quad (5.6)$$

$$y' = r \left\{ \cos \left[\arcsen \left(\frac{x-e}{r} \right) \right] - \cos \left[\arcsen \left(\frac{x}{r} \right) \right] \right\} \quad (5.7)$$

$$y'' = r \cos \phi - \Delta z - y' \therefore y'' = r \cos \phi - r \cos \left[\arcsen \left(\frac{x}{r} \right) \right] - y' \quad (5.8)$$

Assim, substituem-se as equações (5.6), (5.7) e (5.8) na equação (5.4).

O valor de y_3 também pode ser deduzido, desta vez pela aplicação da Equação da Energia entre as seções 0 e 1, conforme figura 5.4. Considerando que a perda de energia provocada pelo ressalto hidráulico se dá inteiramente entre as seções 1 e 2, pode-se considerar que a diferença entre as energias específicas das seções 0 e 1 é, conforme hipótese, igual à soma das perdas de carga provocadas pela soleira e pela entrada do canal. As conseqüências da consideração do escoamento dividido também serão sentidas na aplicação da equação da energia. Aplicando-se a equação da Energia (equação 2.1), e considerando-se as hipóteses formuladas, tem-se:

$$E_0 = E_1 + \Delta h_{loc} \therefore y_0 + \frac{q^2}{y_0^2 2g} = y_3 + \Delta z + \frac{\alpha q^2}{2g} \frac{\cos^2 \phi}{(w - y'')^2} + \Delta h_{loc} \therefore$$

$$y_3 = y_0 + \frac{q^2}{y_0^2 2g} - \Delta z - \frac{\alpha q^2}{2g} \frac{\cos^2 \phi}{(w - y'')^2} - \Delta h_{loc} \quad (5.9)$$

A equação (5.9) fornece y_3 , que também pode ser substituído na equação (5.4). Pode-se perceber que o coeficiente de Coriolis (α) foi considerado, na seção 0, igual à unidade (conforme as hipóteses consideradas). Isto se deve ao fato de que esta seção refere-se ao reservatório, com velocidades baixas do escoamento e,

conseqüentemente, com uma distribuição de velocidades que pode ser considerada uniforme.

Para a perda de carga provocada pela soleira, propôs-se, a partir dos testes realizados, uma figura semelhante à figura 4.2, onde se apresenta uma estimativa para a variação da relação altura da soleira / altura máxima da soleira com a relação desnível / nível normal do canal.

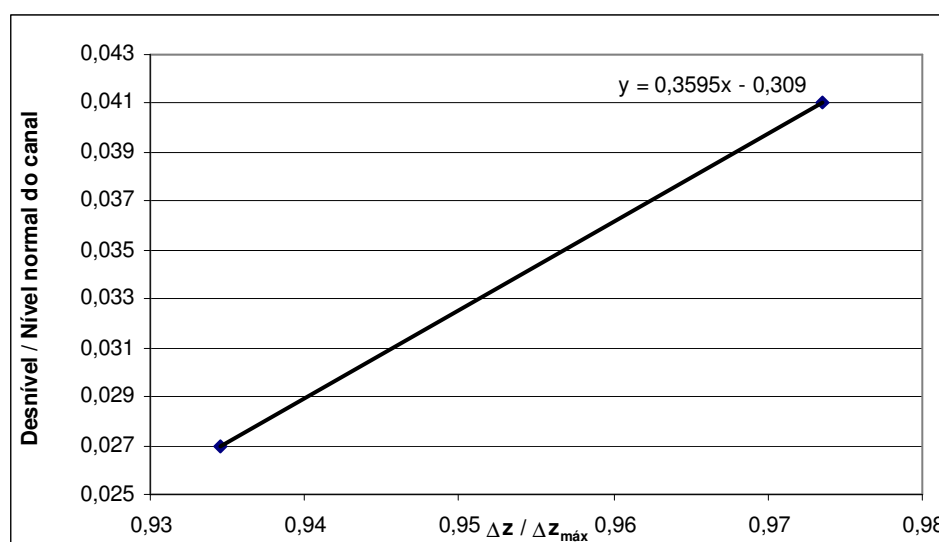


Figura 5.6 – Altura da soleira x perda de carga

Como pode ser observado, a figura 5.6 não abrange relações entre Δz e $\Delta z_{máx}$ menores do que 93%. Isto na verdade não chega a ser um inconveniente, uma vez que para soleiras mais baixas, a redução do nível de água do canal de adução, objetivo fundamental deste trabalho, é pequena, sendo, portanto, dispensáveis soleiras menores do que este patamar. O valor de $\Delta z_{máx}$ pode ser calculado através da equação da energia, conforme mostrado no capítulo 3. Para este caso, tem-se: $\Delta z = 3,21$ m.

Levando-se em consideração que a curva de descarga do vertedouro lateral é conhecida, assim como a vazão turbinada, pode-se associar, para cada valor de y_2 , um valor de vazão total (Q_{total}). Arbitrando-se um valor de y_2 , e conseqüentemente, de uma vazão total, é possível, com as características físicas do arranjo, calcular o valor de F_I da equação (5.5). Esse valor de F_I , quando substituído na equação (5.4)

– e com os devidos valores dos coeficientes α , ϕ , β_1 , β_2 , β'_{p1} e β'_{p2} – fornece um valor para a profundidade y_2 , que deve ser comparado com o valor de y_2 arbitrado inicialmente. Quando ambos os valores coincidirem, a profundidade y_2 está definida. Desta forma, é possível se determinar teoricamente a profundidade do canal.

5.2.2. Determinação dos Coeficientes

Para a determinação dos coeficientes α , ϕ , β_1 , β_2 , β'_{p1} e β'_{p2} foram utilizados os resultados experimentais mostrados no capítulo 4, nas séries de ensaio de nove a doze. Os valores estão nas tabelas 4.8 a 4.11. Somados a estes resultados, foram efetuadas quatro medidas, durante a nona série de ensaios, da profundidade y_3 , vista na figura 5.4. Estes valores encontram-se na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Profundidades y_3 determinadas experimentalmente

Teste	Largura do Vertedouro (m)	Vazão (m³/s)			y_3 (m)
		Total	Vertedouro	Tomada de água	
9.2	30	194,8	106,1	88,7	4,11
9.3	40	208,9	120,9	88,0	3,82
9.4	40	193,6	193,6	0,0	4,21
9.5	30	176,0	176,0	0,0	4,61

O valor da espessura da parede do orifício, considerado um dado de projeto, também foi medido experimentalmente, sendo igual a 0,625 m (em escala de protótipo), para todos os ensaios com soleira. Os demais dados necessários foram retirados das figuras 4.11 e 4.13.

Os coeficientes foram, então, “calibrados” de forma que os erros na determinação teórica das profundidades y_2 e y_3 fossem os mínimos possíveis. Para isto foi utilizado o suplemento Solver® do Microsoft Excel, que auxilia na análise de cenários hipotéticos, determinando os máximos e mínimos de qualquer variável que dependa da variação de outras variáveis, dentro de quaisquer restrições escolhidas pelo usuário (maiores informações sobre o funcionamento do Solver e dos métodos

de otimização por ele utilizado, podem ser encontradas na página da Internet: www.solver.com).

Para a determinação do coeficiente α , utilizou-se a equação (5.9) juntamente com os valores de y_3 definidos na tabela 5.4. O valor do ângulo ϕ foi definido através da figura 5.5, com os valores da figura 4.11, referente à nona série de ensaios. Desta maneira, foi possível determinar valores do coeficiente α que fornecessem valores teóricos de y_3 iguais aos valores constantes da tabela 5.4. A tabela 5.5 mostra os valores dos coeficientes α e ϕ para os testes 9.2 a 9.5.

Tabela 5.5 – Coeficientes α e ϕ

Teste	ϕ (°)	α	y_3 teor.(m)
9.2	17,40	1,669	4,11
9.3	17,40	1,648	3,82
9.4	17,40	1,611	4,21
9.5	17,40	1,567	4,61
MÉDIA =		1,624	

Para simplificação, o coeficiente α foi então considerado constante em todos os testes, com o seu valor definido pela média dos valores apresentados na tabela 5.5 ($\alpha = 1,624$).

Os demais coeficientes β_1 , β_2 , β'_{p1} e β'_{p2} foram determinados através do Solver®, procurando-se minimizar o erro provocado pela diferença entre a profundidade y_2 calculada e a profundidade y_2 real. Sabia-se, de antemão, como deveria ser o comportamento de alguns coeficientes, assim:

- O coeficiente β_2 deve ser ligeiramente abaixo de 1,23, tendo em vista que este é o valor de β ao longo do vertedouro lateral, e a seção onde se determina β_2 (seção 2 na figura 5.4) é muito próxima ao início do vertedouro lateral;
- O coeficiente β'_{p1} é bem menor que o coeficiente β'_{p2} , mas variando provavelmente entre 0,5 e 0,9;

- O coeficiente β_1 deve ser menor do que α , para qualquer situação.

Pelo fato de o coeficiente β_1 ser rodeado de alguma incerteza quanto ao seu valor, calculou-se um para cada teste realizado, enquanto que os outros coeficientes foram considerados constantes em todos os ensaios. Utilizando-se as restrições listadas acima para a determinação dos coeficientes, os mesmos foram otimizados, e seus valores encontram-se na tabela 5.6 ($\beta_2 = 1,202$, $\beta'_{p1} = 0,622$ e $\beta'_{p2} = 0,988$). Nesta mesma tabela também se encontram todos os demais dados de projeto utilizados na otimização. O valor de β_1 , como já mencionado, varia para cada teste. Para os testes da 11ª e 12ª série de ensaios, o valor do ângulo ϕ foi alterado para 20º, tendo em vista que a configuração do modelo também se alterou, como pode ser observado pela figura 4.13. Cabe aqui ressaltar também que, devido a limitações dos recursos disponíveis para os experimentos, não foi possível efetuar a determinação experimental dos coeficientes α e β .

Tabela 5.6 – Coeficientes e dados de projetos dos ensaios com soleira

Teste	Largura do Vert. (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		w (m)	Distância Crista-Orifício (m)	e* (m)	r (m)	y' (m)	y'' (m)	Δz (m)	F ₁	ϕ (°)	β_1	β_2	β'_{p1}	β'_{p2}
		Total	Vert.	Tomada de água	Reservatório	Canal													
9.2	30	194,8	106,1	88,7	318,50	317,12	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,144	17,4	1,254	1,202	0,622	0,988
9.3	40	208,9	120,9	88,0	318,50	316,93	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,034	17,4	1,235	1,202	0,622	0,988
9.4	40	193,6	193,6	0,0	318,50	317,25	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,227	17,4	1,259	1,202	0,622	0,988
9.5	30	176,0	176,0	0,0	318,50	317,43	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,138	17,4	1,271	1,202	0,622	0,988
10.2	70	234,6	147,1	87,5	318,50	316,81	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,378	17,4	1,189	1,202	0,622	0,988
10.3	80	243,6	156,5	87,1	318,50	316,69	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,290	17,4	1,167	1,202	0,622	0,988
10.4	80	227,2	227,2	0,0	318,50	316,93	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,431	17,4	1,207	1,202	0,622	0,988
10.5	70	219,6	219,6	0,0	318,50	317,05	2,19	1,500	0,625	3,000	0,480	0,265	2,118	1,334	17,4	1,223	1,202	0,622	0,988
11.2	30	171,0	83,2	87,8	318,50	316,79	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,379	20,0	1,473	1,202	0,622	0,988
11.3	40	177,7	90,6	87,1	318,50	316,60	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,150	20,0	1,444	1,202	0,622	0,988
11.4	40	155,0	155,0	0,0	318,50	317,06	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,434	20,0	1,531	1,202	0,622	0,988
11.5	30	142,5	142,5	0,0	318,50	317,26	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,250	20,0	1,567	1,202	0,622	0,988
12.2	70	204,7	117,8	86,9	318,50	316,55	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,651	20,0	1,33	1,202	0,622	0,988
12.3	80	211,8	125,2	86,6	318,50	316,47	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,517	20,0	1,294	1,202	0,622	0,988
12.4	80	194,7	194,7	0,0	318,50	316,75	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,709	20,0	1,381	1,202	0,622	0,988
12.5	70	188,0	188,0	0,0	318,50	316,85	1,80	1,625	0,625	3,125	0,501	0,267	2,169	1,570	20,0	1,412	1,202	0,622	0,988

Percebe-se que a variabilidade do coeficiente β_1 está fortemente ligada ao raio da soleira e ao número de Froude, como de fato, era esperado. A mudança do raio da soleira afeta a altura do orifício, o qual, conseqüentemente, afeta a turbulência do escoamento. A figura 5.7 ilustra a variação de β_1 com o número de Froude e o raio da soleira, bem como a linha de tendência ajustada para cada raio de soleira.

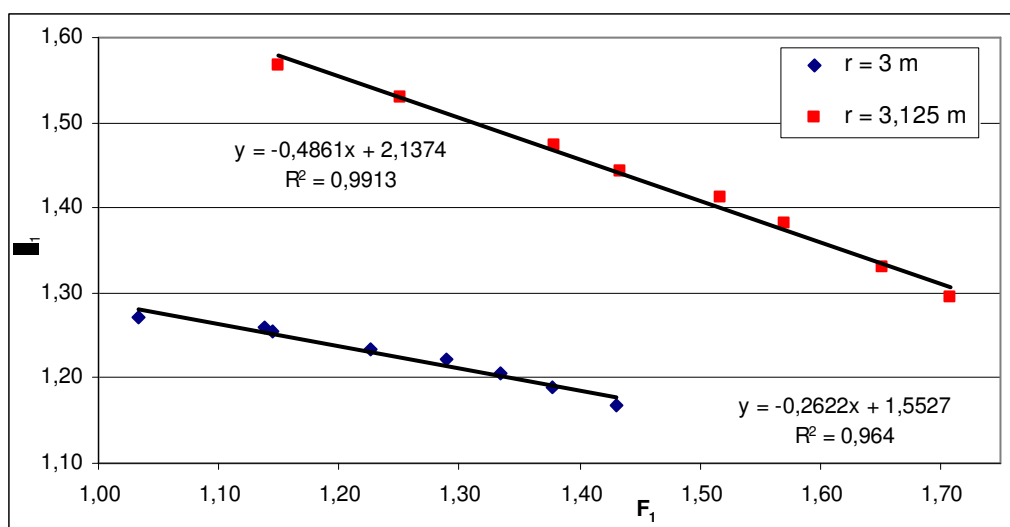


Figura 5.7 – Variação de β_1 com F_1 para testes com soleira

Buscando generalizar estas variabilidades, criou-se um parâmetro adimensional y_0/w , que fornece uma relação entre a carga a montante do orifício (y_0) e a altura do mesmo (w) – ver figura 5.4. Considerando que os coeficientes das equações das linhas de tendência apresentadas na figura 5.7 sejam função deste parâmetro, buscou-se uma equação que fornecesse o coeficiente β_1 em função do número de Froude e do parâmetro y_0/w . Foram testados três tipos de regressões: linear, potencial e logarítmica, sendo a regressão potencial a que alcançou os melhores resultados. Assim, esta equação deveria ser da seguinte forma:

$$\beta_1 = a \left(\frac{y_0}{w} \right)^b F_1 + c \left(\frac{y_0}{w} \right)^d \quad (5.10)$$

Para os testes com a soleira de 3 m de raio, o valor do parâmetro y_0/w é 3,886. Já para os testes com soleira de 3,125 m de raio, o parâmetro vale 4,722.

Utilizando estes parâmetros e as equações das linhas de tendência apresentadas na figura 5.6, foi possível, através de um sistema de equações, e utilizando o Solver®, se chegar aos seguintes valores otimizados para os coeficientes a , b , c e d :

$$a\left(\frac{y_0}{w}\right)^b = -0,4861$$

$$a\left(\frac{y_0}{w}\right)^b = -0,2622$$

$$a = -0,00355706; \quad b = 3,168$$

$$c\left(\frac{y_0}{w}\right)^d = 2,1374$$

$$c\left(\frac{y_0}{w}\right)^d = 1,5527$$

$$c = 0,16756; \quad d = 1,64022$$

Chegou-se, então, à seguinte equação para o coeficiente β_1 :

$$\beta_1 = -0,00355706\left(\frac{y_0}{w}\right)^{3,168} F_1 + 0,16756\left(\frac{y_0}{w}\right)^{1,64022} \quad (5.11)$$

A validade desta equação só pode ser garantida para valores do parâmetro y_0/w variando entre 3,886 e 4,722. No entanto, como o interesse é de calcular o valor do nível de água no canal de adução para a pior situação (com o reservatório no seu nível máximo maximorum), não é de se esperar valores baixos para o parâmetro. Para valores acima de 4,722 (e até para valores ligeiramente abaixo de 3,886), a equação (5.11) fornece valores razoáveis de β_1 , mas que não foram confirmados com ensaios em laboratório. A tabela 5.7 apresenta os erros percentuais na determinação do nível de água no canal de adução, juntamente com os valores de β_1 determinados através da equação (5.11). Para esta tabela, foi fixado o valor do ângulo ϕ como sendo $18,7^\circ$ para todos os ensaios, o que é exatamente a média aritmética entre os dois ângulos que estavam sendo utilizados anteriormente.

Tabela 5.7 – Diferenças na determinação das profundidades - soleira

Teste	β_1	$y_{2\text{teór}} - y_{2\text{real}}$ (m)	Diferenças (%)
9.2	1,313	0,01	0,16%
9.3	1,330	0,01	0,09%
9.4	1,300	0,01	0,11%
9.5	1,314	0,03	0,36%
10.2	1,505	0,01	0,12%
10.3	1,557	0,02	0,31%
10.4	1,493	0,00	0,00%
10.5	1,534	0,00	0,06%
11.2	1,445	-0,03	0,45%
11.3	1,475	-0,03	0,40%
11.4	1,432	-0,02	0,35%
11.5	1,463	-0,01	0,19%
12.2	1,276	-0,01	0,12%
12.3	1,290	0,01	0,16%
12.4	1,268	-0,03	0,44%
12.5	1,283	-0,04	0,55%

Para a correta comparação das profundidades no canal de adução (y_2 teórico e y_2 real), foi necessário considerar as perdas de cargas reais, num processo semelhante ao realizado no caso da determinação da profundidade para o vertedouro lateral, e que está esquematizado na figura 5.1. Assim, somou-se à profundidade y_2 determinada experimentalmente a diferença de nível provocada pelo vertedouro lateral. As perdas de carga contínuas ao longo do canal de adução foram consideradas desprezíveis. A diferença de profundidade provocada pelo vertedouro pode ser calculada diretamente das equações do vertedouro lateral, como mostrado no início deste capítulo.

Finalizando os estudos com soleira, recomenda-se, como critério de projeto, a utilização das Equações (5.2) a (5.7), com o coeficiente β_1 sendo dado pela Equação (5.9), e os demais coeficientes de acordo com a tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Coeficientes recomendados para os testes com soleira

α	$\phi(^{\circ})$	β_2	β'_{p1}	β'_{p2}
1,624	0,00	1,202	0,622	0,988

Como já comentado no capítulo 3, optou-se, durante os testes realizados, por instalar o orifício na cota mais baixa do perfil da água ao longo da soleira. Isto não significava, necessariamente, que o orifício criado era o de menor área, uma vez que localizar a posição “ótima” do orifício era inviável durante os testes práticos. Como, para a aplicação do método proposto, não é possível se determinar teoricamente a localização da cota mais baixa do perfil de água ao longo da soleira, recomenda-se a instalação do orifício na crista da soleira, daí o valor de zero para o ângulo ϕ . É importante perceber que a instalação do orifício na crista da soleira pode inclusive trazer resultados melhores caso o orifício ali formado possua uma área menor. Além disso, o cálculo da profundidade de água em cima da soleira, na situação em que o reservatório está em seu nível normal, necessário para que se saiba a altura do orifício, é referente à crista da soleira. Este processo será visto com detalhes no exemplo de aplicação do método no próximo capítulo.

Recomenda-se, também, que o vertedouro lateral seja instalado em uma distância suficientemente afastada da soleira, de maneira que o ressalto hidráulico não influa no comportamento hidráulico do vertedouro, garantindo assim a confiabilidade das curvas de descarga do vertedouro lateral. Nestes casos, recomenda-se diminuir ligeiramente o valor do coeficiente β_2 , utilizando um coeficiente conveniente próximo da unidade (não existe influência do vertedouro lateral na seção onde β_2 é determinado).

5.3. Ressalto Hidráulico no Orifício com Estreitamento

5.3.1. Determinação da Equação Teórica

Baseado nas características hidráulicas do escoamento e nas características físicas do arranjo buscou-se, da mesma maneira como feito para o conjunto soleira – orifício, reproduzir teoricamente os resultados experimentais alcançados quando do uso de estreitamento e orifício, resultados estes verificados entre a quinta e a oitava série de ensaios. A figura 5.8 ilustra o fenômeno e as variáveis envolvidas.

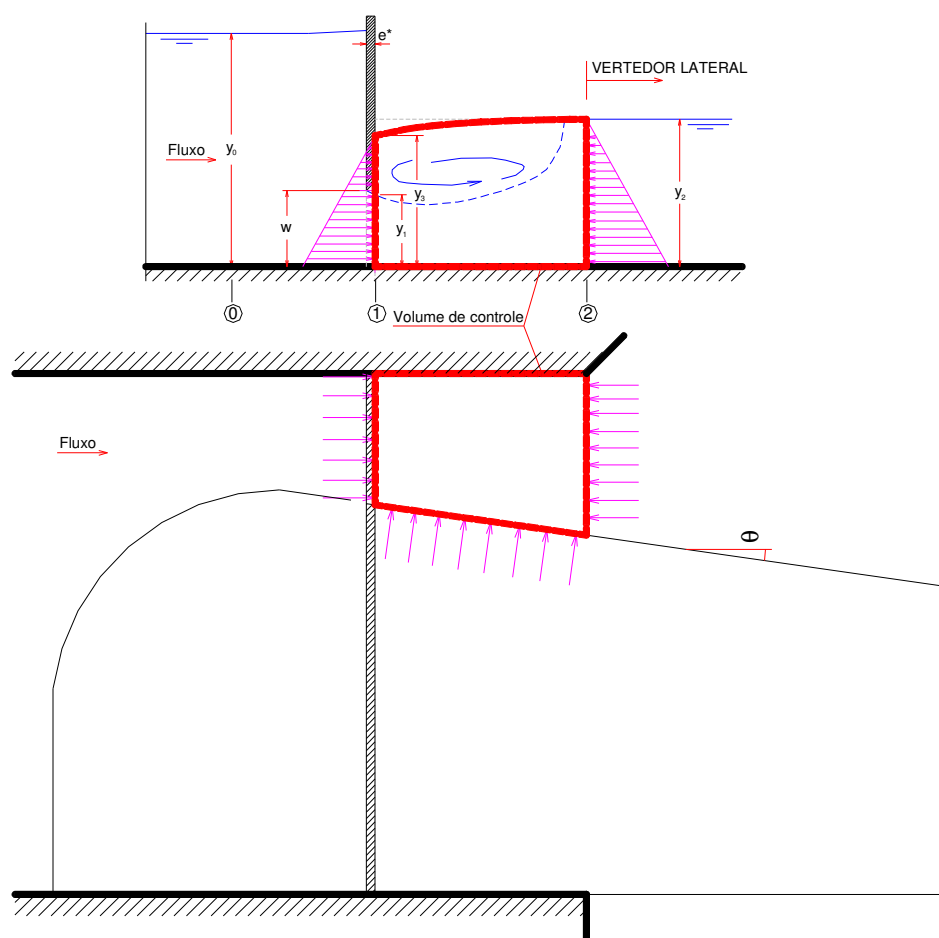


Figura 5.8 – Esquema resalto afogado em canal com estreitamento e orifício

Na figura 5.8, w é a altura do orifício, e^* é a espessura da parede do orifício; a profundidade y_3 é a coluna de água na seção de jusante da parede do orifício; y_1 é a profundidade do jato contraído na seção 1 (mesma seção onde é medido y_3), definida como $w.C_c$, onde C_c é o coeficiente de contração; e θ é o ângulo de inclinação das paredes do estreitamento.

Da mesma maneira que nos testes com a soleira, o ressalto está sendo considerado afogado. Na verdade, os testes mostraram um ressalto bastante instável, alternando, para um mesmo teste, entre ressalto simples e afogado. Por este motivo, o fato de se considerar um ressalto sempre afogado está entre as hipóteses assumidas, listadas a seguir.

Para a análise teórica do ressalto, seis hipóteses foram assumidas:

- a) Sempre ocorre ressalto hidráulico afogado;
- b) Todo o ressalto ocorre antes do vertedouro lateral;
- c) A distribuição de pressão a jusante do ressalto é hidrostática;
- d) O atrito da superfície do canal entre as seções 1 e 2 é desprezível;
- e) A perda de energia entre as seções 0 e 1 é igual à perda de carga localizada provocada pelo estreitamento e pela entrada do canal;
- f) O coeficiente de Coriolis (α), na seção 0, é igual à unidade.

As considerações sobre o ressalto hidráulico afogado para a soleira também são válidas para o estreitamento. A figura 5.8 ilustra as distribuições de pressão utilizadas na modelagem do fenômeno.

Aplicando a equação da quantidade de movimento (equação 2.9) entre as seções 1 e 2, conforme a figura 5.8, e considerando-se as hipóteses formuladas acima, tem-se que a variação da quantidade de movimento na superfície de controle (volume de água entre as seções 1 e 2) é igual ao somatório das forças externas atuando nesta superfície. Sendo assim, tem-se:

$$\overbrace{\sum F_x}^{\text{hidrostática}} = \overbrace{\beta_2 \rho q V_2 - \beta_1 \rho q V_1}^{\text{cinética}} \quad (5.12)$$

Desenvolvendo-se a equação (5.12), e considerando o escoamento dividido, tem-se:

$$\beta_2 \rho Q_2 V_2 - \beta_1 \rho Q_1 V_1 = \frac{\gamma [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1}{2} - \frac{\gamma y_2^2 b_2}{2} + \beta'_{p2} F_{pv} \quad (5.13)$$

onde F_{pv} é a componente da força de reação devida à inclinação da parede da estrutura do estreitamento, conforme figura 5.9. Os coeficientes β'_{p1} e β'_{p2} , conforme já comentado para o caso da soleira, são coeficientes de distribuição de pressão (CHOW [1959]). São utilizados para corrigir a hidrostática de distribuições de pressões, quando se sabe que as mesmas são essencialmente não-hidrostáticas.

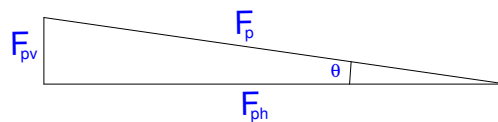


Figura 5.9 – Força de reação da parede do estreitamento

Estamos interessados em encontrar a força F_{pv} , sendo $F_{pv} = F_p \cdot \sin \theta$

Assumindo inicialmente uma distribuição hidrostática de pressões - sendo corrigida posteriormente através do termo β'_{p1} na equação (5.13)-, a força F_p é o volume de um prisma de pressões tridimensional, indicado na figura 5.10.

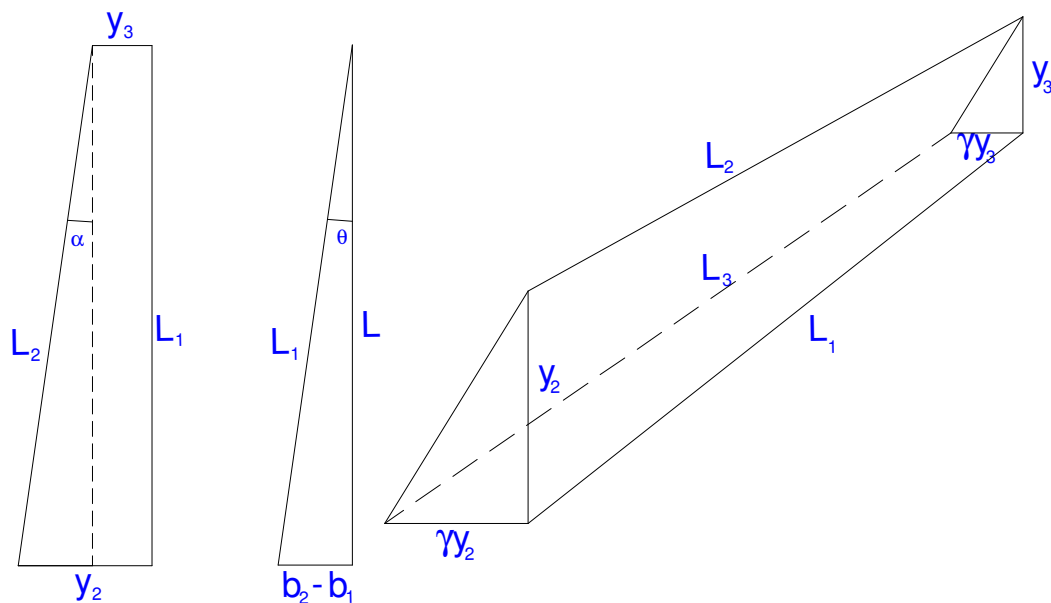


Figura 5.10 – Prisma de pressão da reação da parede do estreitamento

$$\cos \theta = \frac{L}{L_1} \therefore L_1 = \frac{L}{\cos \theta}$$

$$\tan \alpha = \frac{(y_2 - y_3)}{L_1}$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_2} \therefore L_2 = \frac{L_1}{\cos \alpha} \therefore L_2 = \frac{L_1}{\cos \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3)}{L_1} \right] \right\}}$$

Uma aproximação para o volume do prisma pode ser a média dos dois triângulos multiplicada pela média de L_1 e L_2 . Assim, tem-se:

$$F_p = \left(\frac{\mathcal{Y}_2^2}{2} + \frac{\mathcal{Y}_3^2}{2} \right) \frac{1}{2} \left\{ \frac{L}{\cos \theta} + \frac{L}{\cos \theta} \frac{1}{\cos \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\}} \right\} \frac{1}{2} \therefore$$

$$F_{pv} = \frac{\gamma}{8} (y_2^2 - y_3^2) \frac{L}{\cos \theta} \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \sin \theta \therefore$$

$$\boxed{F_{pv} = \frac{L \gamma \tan \theta}{8} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\}} \quad (5.14)$$

A equação (5.14) fornece o valor de F_{pv} . Pode-se, então, continuar a se desenvolver a equação (5.13):

$$\frac{\beta_2 \rho Q^2}{y_2 b_2} - \frac{\beta_1 \rho Q^2}{y_1 b_1} = \frac{\gamma [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1}{2} - \frac{\mathcal{Y}_2^2 b_2}{2} + \beta'_{p2} F_{pv} \therefore$$

$$\frac{2Q^2}{g} \left(\frac{\beta_2}{y_2 b_2} - \frac{\beta_1}{y_1 b_1} \right) = [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1 - y_2^2 b_2 + \beta'_{p2} \frac{L \tan \theta}{4} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \therefore$$

$$\frac{2Q^2}{g} \left(\frac{\beta_2 y_1 b_1 - \beta_1 y_2 b_2}{y_2 b_2 y_1 b_1} \right) = [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1 - y_2^2 b_2 + \beta'_{p2} \frac{L \tan \theta}{4} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \therefore$$

$$2F_1^2 y_1^2 b_1 \left(\frac{\beta_2 y_1 b_1 - \beta_1 y_2 b_2}{y_2 b_2} \right) = [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1 - y_2^2 b_2 + \beta'_{p2} \frac{L \tan \theta}{4} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \therefore$$

$$2F_1^2 = \frac{y_2 b_2}{y_1^2 b_1 (\beta_2 y_1 b_1 - \beta_1 y_2 b_2)} \left\{ [(y_3 - y_1)^2 \beta'_{p1} + y_1 (2y_3 - y_1)] b_1 - y_2^2 b_2 + \beta'_{p2} \frac{L \tan \theta}{4} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \right\} \therefore$$

$$2F_1^2 = \frac{1}{(\beta_2 y_1 b_1 - \beta_1 y_2 b_2)} \left\{ \left[(y_3 - y_1)^2 \beta_{p1}' + y_1 (2y_3 - y_1) \right] \frac{y_2 b_2 b_1}{y_1^2} - \frac{y_2^3 b_2^2}{y_1^2 b_1} + \right. \\ \left. + \beta_{p2}' \frac{y_2 b_2 L \tan \theta}{4 y_1^2 b_1} (y_2^2 - y_3^2) \left\{ 1 + \sec \left\{ \arctan \left[\frac{(y_2 - y_3) \cos \theta}{L} \right] \right\} \right\} \right\} \quad (5.15)$$

Na equação (5.15), o valor de b_2 é dado por:

$$b_2 = b_1 + L \tan \theta \quad (5.16)$$

E o valor de F_{r1} é dado por:

$$F_{r1} = \frac{Q_1}{y_1 b_1 \sqrt{g y_1}} \quad (5.17)$$

O valor de y_3 também pode ser deduzido, desta vez pela aplicação da Equação da Energia entre as seções 0 e 1, conforme a figura 5.8. Considerando que a perda de energia provocada pelo ressalto hidráulico se dá inteiramente entre as seções 1 e 2, pode-se considerar que a diferença entre as energias específicas das seções 0 e 1 é, conforme hipótese, igual à soma das perdas de carga provocadas pelo estreitamento e pela entrada do canal. As conseqüências da consideração do escoamento como sendo dividido também serão sentidas na aplicação da equação da energia. Aplicando-se a equação da Energia (equação 2.1) e considerando-se as hipóteses formuladas, tem-se:

$$E_0 = E_1 + \Delta h_{loc} \therefore y_0 + \frac{q^2}{y_0^2 2g} = y_3 + \frac{\alpha Q^2}{y_1^2 b_1^2 2g} + \Delta h_{loc} \therefore \\ y_3 = y_0 + \frac{q^2}{y_0^2 2g} - \frac{\alpha Q^2}{y_1^2 b_1^2 2g} - \Delta h_{loc} \quad (5.18)$$

A equação (5.18) fornece y_3 , que também pode ser substituído na equação (5.15). Pode-se perceber que o coeficiente de Coriolis (α), foi considerado, na seção 0, igual à unidade (conforme as hipóteses consideradas). Isto se deve ao fato de que

esta seção refere-se ao reservatório, com velocidades baixas do escoamento e, conseqüentemente, com uma distribuição de velocidades muito mais uniforme.

Levando-se em consideração que a curva de descarga do vertedouro lateral é conhecida, assim como a vazão turbinada, pode-se associar, para cada valor de y_2 , um valor de vazão total (Q_{total}). Arbitrando-se um valor de y_2 (e conseqüentemente de uma vazão total), é possível, com as características físicas do arranjo, calcular o valor de F_1 pela equação (5.17). Esse valor de F_1 , quando substituído na equação (5.15) – e com os devidos valores dos coeficientes α , C_c , β_1 , β_2 , β'_{p1} e β'_{p2} – fornece um valor para a profundidade y_2 , que deve ser comparado com o valor de y_2 arbitrado inicialmente. Quando ambos os valores coincidirem, a profundidade y_2 está definida. Desta forma, é possível se determinar teoricamente a profundidade do canal.

5.3.2. Determinação dos Coeficientes

Para a determinação dos coeficientes α , C_c , β_1 , β_2 , β'_{p1} e β'_{p2} foram utilizados os resultados experimentais mostrados no capítulo 4, nas séries de ensaio de cinco a oito. Os valores estão nas tabelas 4.4 a 4.7. Diferentemente do ocorrido no caso da soleira, não foram realizadas medidas da profundidade y_3 devido à grande instabilidade do ressalto, que “caminhava” bastante na região do orifício, dificultando as medições.

O valor da espessura da parede do orifício (e^*), considerado um dado de projeto, também foi medido experimentalmente, sendo igual a 0,905 m (em escala de protótipo), para todos os ensaios com estreitamento. Os demais dados necessários foram retirados das figuras 4.4, 4.5, 4.9 e 4.10.

Da mesma maneira que no procedimento com os testes com soleira, todos os coeficientes foram considerados constantes em todos os testes, com exceção do coeficiente β_1 . Os demais coeficientes foram determinados através do Solver®, procurando-se minimizar o erro provocado pela diferença entre a profundidade y_2

calculada e a profundidade y_2 real. Sabia-se, de antemão, como deveria ser o comportamento de alguns coeficientes, assim:

- O coeficiente β_2 deve ser ligeiramente abaixo de 1,23, sendo utilizado o mesmo recomendado nos testes com a soleira, 1,202;
- O coeficiente β'_{p1} também será inicialmente o mesmo determinado nos testes com soleira, isto é, 0,622;
- O coeficiente β'_{p2} deve ser menor do que o coeficiente β'_{p1} , uma vez que a não-hidrostaticidade da distribuição de pressões responsável pela força F_{pv} é bem maior do que na distribuição de pressões da força em que é aplicado o coeficiente β'_{p1} . Isto se deve ao fato de a força F_{pv} ser gerada por toda a extensão do ressalto, com forte turbulência. O seu valor foi considerado igual a 0,400;
- O coeficiente β_1 deve ser menor do que α , para qualquer situação.

Utilizando-se as restrições listadas acima, os coeficientes α , C_c , β_1 foram otimizados, e seus valores encontram-se na tabela 5.9. Nesta mesma tabela também se encontram todos os demais dados de projeto utilizados na otimização. O valor de β_1 , como já mencionado, varia para cada teste.

Tabela 5.9 – Coeficientes e dados de projeto dos ensaios com estreitamento

Teste	Largura do Vert. (m)	Vazão (m³/s)			Níveis de Água (m)		w (m)	Distância Orifício-Vert. (m)	e* (m)	Largura no Orifício (m)	F ₁	α	C _c	β_1	β_2	β'_{p1}	β'_{p2}
		Total	Vert.	Tomada de água	Reservatório	Canal											
5.2	30	104,1	18,4	85,7	318,50	316,10	3,62	4,113	0,905	4,713	1,2566	1,601	0,857	1,3014	1,202	0,622	0,400
5.3	40	106,4	21,0	85,4	318,50	316,03	3,62	4,113	0,905	4,713	1,285	1,601	0,857	1,2896	1,202	0,622	0,400
5.4	40	85,9	85,9	0,0	318,50	316,55	3,62	4,113	0,905	4,713	1,0375	1,601	0,857	1,4151	1,202	0,622	0,400
5.5	30	78,4	78,4	0,0	318,50	316,80	3,62	4,113	0,905	4,713	0,9468	1,601	0,857	1,5454	1,202	0,622	0,400
6.2	70	105,0	20,1	84,9	318,50	315,90	3,62	4,113	0,905	4,713	1,2681	1,601	0,857	1,2425	1,202	0,622	0,400
6.3	80	107,0	22,5	84,5	318,50	315,80	3,62	4,113	0,905	4,713	1,2922	1,601	0,857	1,2234	1,202	0,622	0,400
6.4	80	89,0	89,0	0,0	318,50	316,26	3,62	4,113	0,905	4,713	1,0748	1,601	0,857	1,276	1,202	0,622	0,400
6.5	70	86,8	86,8	0,0	318,50	316,37	3,62	4,113	0,905	4,713	1,0483	1,601	0,857	1,3167	1,202	0,622	0,400
7.2	30	134,5	48,0	86,5	318,50	316,45	4,13	5,740	0,905	5,125	1,2299	1,601	0,857	1,3739	1,202	0,622	0,400
7.3	40	141,6	55,4	86,2	318,50	316,38	4,13	5,740	0,905	5,125	1,2948	1,601	0,857	1,3538	1,202	0,622	0,400
7.4	40	114,5	114,5	0,0	318,50	316,8	4,13	5,740	0,905	5,125	1,0471	1,601	0,857	1,4891	1,202	0,622	0,400
7.5	30	104,3	104,3	0,0	318,50	317,02	4,13	5,740	0,905	5,125	0,9536	1,601	0,857	1,6001	1,202	0,622	0,400
8.2	70	124,0	38,5	85,4	318,50	316,17	4,13	5,740	0,905	5,125	1,1334	1,601	0,857	1,2645	1,202	0,622	0,400
8.3	80	129,0	43,9	85,1	318,50	316,1	4,13	5,740	0,905	5,125	1,1796	1,601	0,857	1,2591	1,202	0,622	0,400
8.4	80	110,8	110,8	0,0	318,50	316,45	4,13	5,740	0,905	5,125	1,0132	1,601	0,857	1,3145	1,202	0,622	0,400
8.5	70	108,5	108,5	0,0	318,50	316,59	4,13	5,740	0,905	5,125	0,9922	1,601	0,857	1,3713	1,202	0,622	0,400

É interessante observar que o valor médio do coeficiente α para os testes com estreitamento é menor do que o dos testes com soleira (1,624 para soleira contra 1,601 para estreitamento). Este fato já era esperado, pois a distribuição de velocidades no escoamento com estreitamento é mais regular do que no escoamento com soleira, uma vez que os vetores velocidade próximo ao fundo, no caso do estreitamento, são praticamente horizontais, diferentemente dos mesmos no caso da soleira, que se direcionam para baixo, acompanhando a descida da mesma. É importante perceber também que os valores de F_{r1} menores do que a unidade, na tabela 5.9, podem ter se devido às hipóteses simplificadoras adotadas, bem como aos coeficientes que foram adotados como constantes para todos os testes.

Buscou-se, da mesma maneira que nos testes com soleira, uma relação entre β_1 e o número de Froude e/ou a relação y_0/w . Percebeu-se uma dependência de β_1 com relação ao comprimento do vertedouro lateral, principalmente para vertedouro simples, conforme mostra a figura 5.11.

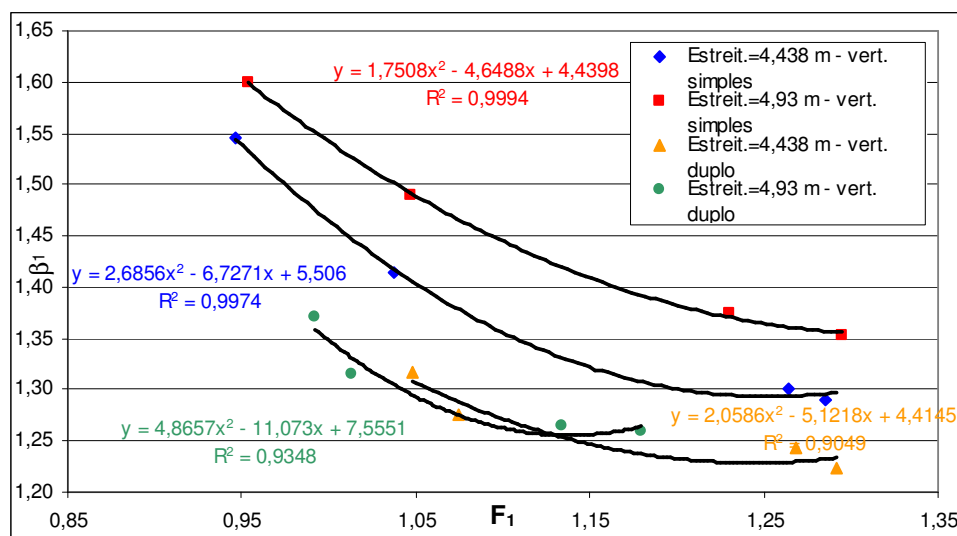


Figura 5.11 – Variação de β_1 com F_1 para testes com estreitamento

Buscando generalizar as variabilidades apresentadas na figura 5.11, utilizou-se o mesmo parâmetro adimensional y_0/w utilizado anteriormente, que fornece uma relação entre a carga a montante do orifício (y_0) e a altura do mesmo (w). Considerando que os coeficientes das equações das linhas de tendência apresentadas na figura 5.11 sejam função deste parâmetro, buscou-se uma equação

que fornecesse o coeficiente β_1 em função do número de Froude e do parâmetro y_0/w .

Partindo das equações das curvas de regressão da figura 5.11, tem-se, entre as equações de cor vermelha e azul, a variação do parâmetro y_0/w . Para generalizar estas duas equações através do parâmetro y_0/w , foram testados três tipos de regressões: linear, potencial e logarítmica, sendo a regressão potencial a que alcançou os melhores resultados. Assim, esta equação deveria ser da seguinte forma:

$$\beta_1 = a \left(\frac{y_0}{w} \right)^b F_1^2 + c \left(\frac{y_0}{w} \right)^d F_1 + e \left(\frac{y_0}{w} \right)^f \quad (5.19)$$

Para os testes com estreitamento máximo de 4,438 m, o valor do parâmetro y_0/w é 2,349. Já para os testes com estreitamento máximo de 4,93 m, o parâmetro vale 2,061. Utilizando estes parâmetros e as equações das curvas de tendência apresentadas na figura 5.11, foi possível, através de um sistema de equações, chegar aos seguintes valores otimizados para os coeficientes a , b , c , d , e e f :

$$a \left(\frac{y_0}{w} \right)^b = 2,6358$$

$$a \left(\frac{y_0}{w} \right)^b = 1,7508$$

$$a = 0,1822; \quad b = 3,12887$$

$$c \left(\frac{y_0}{w} \right)^d = -6,6155$$

$$c \left(\frac{y_0}{w} \right)^d = -4,6488$$

$$c = -0,66053; \quad d = 2,69821$$

$$e \left(\frac{y_0}{w} \right)^f = 5,4446$$

$$e \left(\frac{y_0}{w} \right)^f = 4,4398$$

$$e = 1,43653; \quad f = 1,56027$$

Chegou-se, então, à seguinte equação para o coeficiente β_1 para os testes com vertedouro lateral simples:

$$\beta_1 = 0,1822 \left(\frac{y_0}{w} \right)^{3,12887} F_1^2 - 0,66053 \left(\frac{y_0}{w} \right)^{2,69821} + 1,43653 \left(\frac{y_0}{w} \right)^{1,56027} \quad (5.20)$$

Pode-se também deduzir uma equação semelhante à equação (5.20) para os testes com vertedouro duplo, a partir das equações de cor laranja a verde na figura 5.11, onde, novamente, temos apenas a variação do parâmetro y_0/w . Novamente, foram testados três tipos de regressões: linear, potencial e logarítmica, sendo a regressão linear a que alcançou os melhores resultados. Assim, esta equação deveria ser da seguinte forma:

$$\beta_1 = \left[a \left(\frac{y_0}{w} \right) + b \right] F_1^2 + \left[c \left(\frac{y_0}{w} \right) + d \right] F_1 + \left[e \left(\frac{y_0}{w} \right) + d \right] f \quad (5.21)$$

Através de um sistema de equações, pôde-se chegar aos seguintes valores otimizados para os coeficientes a , b , c , d , e e f :

$$a \left(\frac{y_0}{w} \right) + b = 2,0586$$

$$a \left(\frac{y_0}{w} \right) + b = 4,8657$$

$$a = -9,7503; \quad b = 24,961$$

$$c \left(\frac{y_0}{w} \right) + d = -5,1218$$

$$c \left(\frac{y_0}{w} \right) + d = -11,073$$

$$c = 20,6711; \quad d = -53,676$$

$$e\left(\frac{y_0}{w}\right) + f = 4,4145$$

$$e\left(\frac{y_0}{w}\right) + f = 7,5551$$

$$e = -10,9086; f = 30,0378$$

Chegou-se, então, a seguinte equação para o coeficiente β_1 para os testes com vertedouro lateral duplo:

$$\beta_1 = \left[-9,7503\left(\frac{y_0}{w}\right) + 24,961 \right] F_1^2 + \left[20,6711\left(\frac{y_0}{w}\right) - 53,676 \right] F_1 + \left[-10,9086\left(\frac{y_0}{w}\right) + 30,0378 \right] \quad (5.22)$$

A validade das equações (5.20) e (5.21) só foi testada para valores do parâmetro y_0/w variando entre 2,061 e 2,3486. No entanto, como o interesse é de calcular o valor do nível de água no canal de adução para a pior situação (com o reservatório no seu nível máximo maximorum), não é de se esperar valores baixos para o parâmetro. Para valores acima de 2,3486 (e até para valores abaixo de 2,061), as equações (5.20) e (5.21) fornecem valores razoáveis de β_1 , mas que não foram confirmados com ensaios em laboratório. A tabela 5.10 apresenta as diferenças percentuais na determinação do nível de água no canal de adução, juntamente com os valores de β_1 determinados através das equações (5.20) e (5.21).

Tabela 5.10 – Diferenças na determinação das profundidades

Teste	β_1	$y_{2\text{teór}} - y_{2\text{real}}$ (m)	Diferenças (%)
5.2	1,294	-0,02	0,37%
5.3	1,296	0,02	0,35%
5.4	1,418	0,01	0,08%
5.5	1,544	0,00	0,03%
6.2	1,230	-0,04	0,69%
6.3	1,234	0,04	0,61%
6.4	1,288	0,02	0,36%
6.5	1,308	-0,02	0,25%
7.2	1,371	-0,01	0,17%
7.3	1,356	0,01	0,14%
7.4	1,492	0,01	0,08%
7.5	1,599	0,00	0,03%
8.2	1,256	-0,03	0,45%
8.3	1,264	0,02	0,28%
8.4	1,331	0,04	0,55%
8.5	1,359	-0,02	0,38%

Para a correta comparação das profundidades no canal de adução (y_2 teórico e y_2 real), foi necessário se considerar as perdas de cargas reais, num processo semelhante ao realizado no caso da determinação da profundidade para o vertedouro lateral, e que está esquematizado na figura 5.1. Assim, somou-se à profundidade y_2 determinada experimentalmente, a diferença de nível provocada pelo vertedouro lateral. As perdas de carga contínuas ao longo do canal de adução foram consideradas desprezíveis. A diferença de profundidade provocada pelo vertedouro pode ser calculada diretamente das equações do vertedouro lateral, como mostrado no início deste capítulo.

Recomenda-se, pois, como critério de projeto para estruturas com estreitamento, a utilização das equações (5.13) a (5.16), com o coeficiente β_1 sendo dado pelas equações (5.18) e (5.20), e os demais coeficientes de acordo com a tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Coeficientes recomendados para os testes com estreitamento

α	C'_c	β_2	β'_{p1}	β'_{p2}
1,601	0,857	1,202	0,622	0,400

Recomenda-se, também, que, da mesma maneira que para os testes com soleira, o vertedouro lateral seja instalado a uma distância razoável da estrutura do estreitamento, de maneira que o ressalto hidráulico não influa no comportamento hidráulico do vertedouro, garantindo assim a confiabilidade das curvas de descarga do mesmo. Nestes casos, recomenda-se também diminuir ligeiramente o valor do coeficiente β_2 , utilizando um coeficiente conveniente próximo da unidade (não existe influência na seção onde β_2 é determinado do vertedouro lateral).

Por fim, recomenda-se que o ângulo de expansão das paredes após o estreitamento seja pequeno, de maneira a evitar separação do escoamento e conseqüentes perdas de carga; de preferência, que seja utilizada a inclinação da ordem de 1:7, que foi a utilizada neste trabalho.

6. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO

6.1. Orifício com Soleira – Exemplo 1

Far-se-á aqui o exemplo da aplicação do método proposto no capítulo anterior em um canal de adução de uma pequena central hidrelétrica, com uma soleira instalada na tomada de água do canal de adução.

a) Características do projeto

- $Q_{\text{projeto}} (Q_{\text{turb. Para } y_0 \text{ no canal}}) = 120 \text{ m}^3/\text{s};$
- canal retangular ($B = 20 \text{ m}$);
- nível normal do reservatório = El. 196 m;
- nível máximo maximum do reservatório = El. 200 m;
- fundo do canal na El.190,0 m;
- número de Manning do canal de adução = 0,015;
- vertedouro lateral simples ($L = 50 \text{ m}$; $N.A_{\text{crista}} = 196 \text{ m}$);
- espessura da parede do orifício (e^*) = 0,75 m;
- perda de carga máxima provocada pela soleira para o reservatório em seu nível normal = 20 cm;
- curva de descarga dos condutos forçados (figura 6.1).

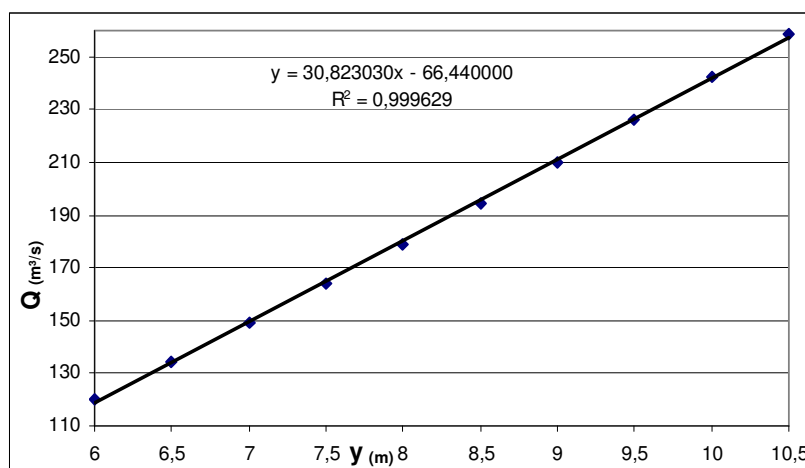


Figura 6.1 – exemplo 1 - curva de descarga dos condutos forçados

b) Curva de descarga do vertedouro lateral

De posse dos dados de projeto fornecidos no item anterior, é possível determinar a curva de descarga do vertedouro lateral. Conforme recomendado no capítulo 5, o método utilizado é o método de Hager (equações 2.33 a 2.36). Para isto, utiliza-se o método de Runge-Kutta de quarta ordem (equações 2.48 a 2.50) para solucionar o sistema de equações diferenciais formado pelas equações 2.16 e 2.22. Deste modo, a curva de descarga obtida para o vertedouro lateral está ilustrada na figura 6.2.

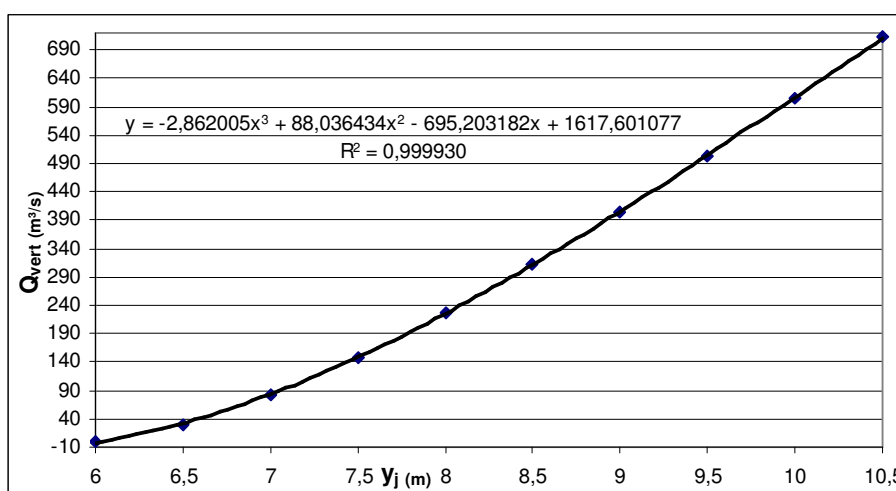


Figura 6.2 – exemplo 1 - Curva de descarga do vertedouro lateral

c) Determinação do raio da soleira

Primeiramente é necessário determinar a altura máxima de soleira para qual a mesma não exerce controle. Assim, tem-se:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{120}{20}\right)^2}{9,81}} \therefore y_c = 1,54 \text{ m}$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} y_c \therefore E_{\min} = \frac{3}{2} \cdot 1,54 \therefore E_{\min} = 2,31 \text{ m}$$

$$\Delta z_{\max} = E_0 - E_{\min} \therefore \Delta z_{\max} = y_0 + \frac{v_0^2}{2g} - E_{\min} \therefore \Delta z_{\max} = 6 + \frac{\left(\frac{120}{20,6}\right)^2}{19,62} - 2,31 \therefore \Delta z_{\max} = 3,74 \text{ m}$$

Utilizando-se a figura 5.6, é possível se estimar, para cada relação $\Delta z/\Delta z_{m\acute{a}x}$, a respectiva perda de carga localizada provocada pela soleira. Para uma perda de carga localizada máxima de 20 cm, tem-se, pela figura 5.6, que a relação $\Delta z/\Delta z_{m\acute{a}x}$ é de 95%. Sendo assim, o raio da soleira a ser utilizado é de 3,56 m.

d) Determinação da altura do orifício

Como recomendado no capítulo 5, o orifício será instalado na crista da soleira semicircular. Aplicando novamente a equação da energia, determinamos a profundidade de água na crista da soleira:

$$E_0 = y_0 + \frac{v_0^2}{2g} \therefore E_0 = 6 + \frac{\left(\frac{120}{6.20}\right)^2}{19,62} \therefore E_0 = 6,05 \text{ m}$$

$$E_0 = E_1 + r \therefore y + \frac{\left(\frac{120}{y.20}\right)^2}{19,62} = 6,05 - 3,56 \therefore y = 2,06 \text{ m}$$

Como medida de segurança, recomenda-se utilizar para a altura do orifício um valor ligeiramente acima da profundidade y em cima da soleira (de 2% a 5%). Assim, utilizando um valor 3% maior, tem-se que $w = 2,12 \text{ m}$.

e) Cálculo das variáveis

Utilizando-se as equações (5.6) a (5.8), e os coeficientes recomendados pela tabela 5.8, tem-se:

$$\Delta z = 3,48 \text{ m}; \quad y' = 0,08 \text{ m}; \quad y'' = 0.$$

f) Verificação da vazão máxima

Como comentado ao final da seção 5.1, é necessário verificar a vazão máxima que passa pelo controle provocado pelo orifício formado pela soleira e pela

viga-parede. Para isto, utiliza-se a equação do orifício (equação (2.54)), de acordo com os dados da figura 6.3. Porém, na aplicação da equação do orifício quando há uma soleira instalada, surgem alguns problemas. Primeiramente, não é possível se determinar com exatidão a área da seção contraída, pois não se conhece a profundidade da água nesta seção, tendo em vista que o fundo do canal é variável em razão da soleira. Além disto, devido ao fato de ocorrer um ressalto afogado, a pressão no ponto onde seria a superfície livre da seção contraída é superior à pressão atmosférica, pois toda a turbulência do ressalto está ocorrendo acima deste ponto. Por esses dois motivos, foram propostas algumas simplificações baseadas nas seguintes suposições: será considerado que a seção contraída ocorre no terceiro quarto do raio da soleira, possibilitando, desta maneira, a determinação da altura da mesma; a pressão na interface da seção contraída com o ressalto hidráulico será considerada nula, e a altura h da equação do orifício será considerada 10% menor do que a calculada normalmente. Esta redução de 10% equivale a uma estimativa da altura de pressão em cima da seção contraída. O cálculo da vazão máxima utilizando estas suposições foi realizado para os testes com soleira, tendo sido obtidos resultados com erros máximos de 5% para as vazões máximas.

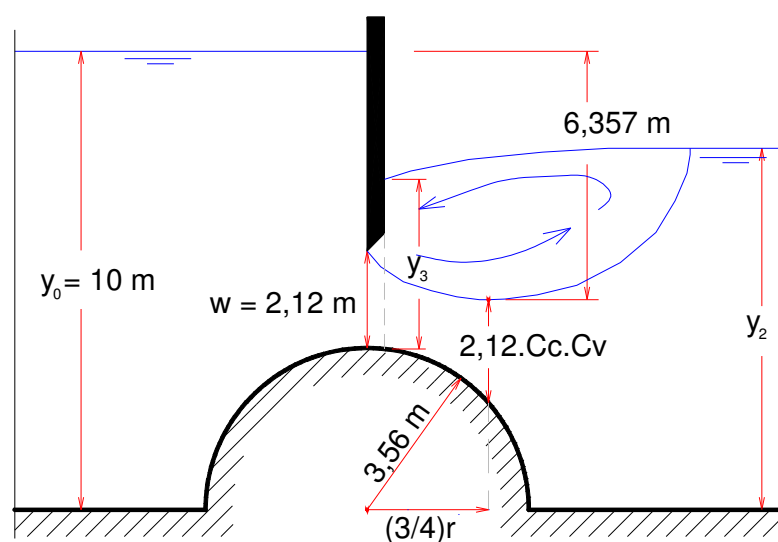


Figura 6.3 – exemplo 1 - valores do problema - soleira

$$Q = C_v C_c A \sqrt{2gh} \therefore Q = 0,98 \cdot 0,62 \cdot 2,12 \cdot 20 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 6,357 \cdot 0,9} \therefore Q = 272,95 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, uma estimativa para a vazão máxima que passa através do orifício é 272,95 m³/s. A soma da vazão turbinada com a vazão vertida pelo vertedouro lateral, portanto, não deve ultrapassar este valor.

g) Resolução do problema

Com os valores das variáveis calculados nos itens anteriores, os dados do projeto, os valores dos coeficientes propostos na tabela 5.8, bem como com o uso das equações 5.2 a 5.9, é possível resolver o problema do cálculo da profundidade y_2 , lembrando sempre que a vazão total máxima está limitada ao valor de 272,95 m³/s. O valor de y_2 calculado através de tentativa e erro é de 8,86 m, e o valor respectivo de y_3 é 3,23 m. Desta forma, tem-se uma redução da sobre-elevação do reservatório da ordem de 29%. Vale aqui ressaltar que o parâmetro y_0/w está dentro dos limites sugeridos no capítulo 5, sendo seu valor igual a 4,72.

6.2. Orifício com Estreitamento – Exemplo 2

Considerar-se-á, agora, o exemplo da aplicação do método proposto no capítulo anterior em um canal de adução de uma pequena central hidrelétrica, com um estreitamento instalado na tomada de água do canal de adução.

a) Características do escoamento

- $Q_{\text{projeto}} = 120 \text{ m}^3/\text{s}$;
- canal retangular ($B = 20 \text{ m}$);
- nível normal do reservatório = El. 196 m;
- nível máximo maxímorem do reservatório = El. 200,50 m;
- fundo do canal na El.190,0 m;
- número de Manning do canal de adução = 0,015;
- vertedouro lateral simples ($L = 50 \text{ m}$; $N.A_{\text{crista}} = 196 \text{ m}$);
- espessura da parede do orifício (e^*) = 0,75 m;

- perda de carga máxima provocada pela soleira para o reservatório em seu nível normal = 40 cm;
- ângulo de variação da largura do estreitamento (ϕ) = $\tan \phi = 1/7$;
- distância orifício – vertedouro lateral = 15 m;
- curva de descarga dos condutos forçados (figura 6.4).

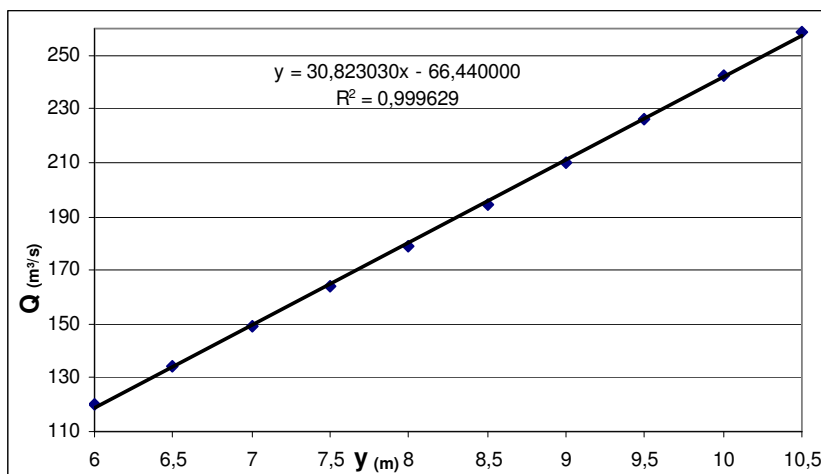


Figura 6.4 – exemplo 2 - Curva de descarga dos condutos forçados

b) Curva de descarga do vertedouro lateral

De posse dos dados de projeto fornecidos no item anterior, e utilizando a mesma sistemática indicada no item 6.1, obtém-se a curva de descarga do vertedouro lateral, ilustrada na figura 6.5.

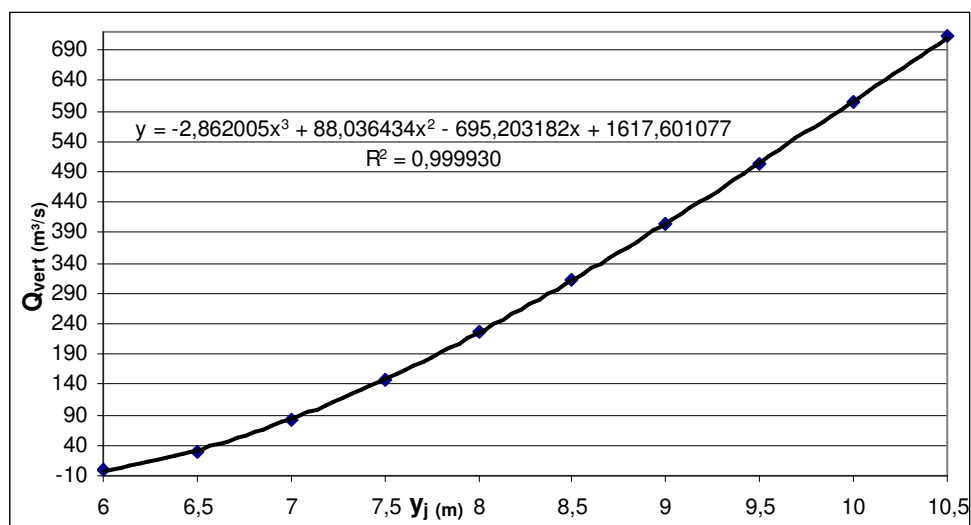


Figura 6.5 – exemplo 2 - Curva de descarga do vertedouro lateral

c) Determinação do estreitamento máximo

Primeiramente, é necessário determinar o estreitamento máximo que não exerce controle. Assim, tem-se:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} y_c$$

$$E_1 = E_{\min} \therefore y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore 6 + \frac{\left(\frac{120}{20,6}\right)^2}{19,62} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{9,81}} \therefore q = 25,38 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \therefore y_c = \sqrt[3]{\frac{25,38^2}{9,81}} \therefore y_c = 4,03 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{L} \therefore L = \frac{120}{25,38} \therefore L = 4,73 \text{ m}$$

Utilizando-se a figura 4.2, é possível estimar, para cada relação estreitamento / largura do canal, a respectiva perda de carga localizada provocada pelo estreitamento. Para uma perda de carga localizada máxima de 40 cm, tem-se, pela figura 4.2, que essa relação é de 93,08%. Sendo assim, a largura do estreitamento a ser utilizado é de 5,08 m.

d) Determinação da altura do orifício

O orifício será instalado na seção onde a lâmina de água está mais contraída. Aplicando novamente a equação da energia, é possível determinar esta profundidade:

$$E_0 = y_0 + \frac{v_0^2}{2g} \therefore E_0 = 6 + \frac{\left(\frac{120}{6,20}\right)^2}{19,62} \therefore E_0 = 6,051 \text{ m}$$

$$E_0 = E_1 \therefore y + \frac{\left(\frac{60}{y \cdot 5,08}\right)^2}{19,62} = 6,051 \therefore y = 4,83 \text{ m}$$

Como medida de segurança, recomenda-se utilizar para a altura do orifício um valor ligeiramente acima da profundidade y (de 2% a 5%). Assim, utilizando um valor 2% maior, temos que $w = 4,93$ m.

e) Verificação da vazão máxima

Como comentado ao final da seção 5.1, é necessário verificar a vazão máxima que passa pelo controle provocado pelo orifício formado pelo estreitamento e pela viga-parede. Aqui, novamente, assim como aconteceu nos exemplos com a soleira, fazem-se necessárias algumas considerações. Como também se forma um ressalto afogado, a pressão na interface da seção contraída com o ressalto hidráulico será admitida nula, e a altura h da equação do orifício será considerada 10% menor do que a calculada normalmente. Como dito anteriormente, esta redução de 10% equivale a uma estimativa da altura de pressão em cima da seção contraída. Além disso, a largura na seção contraída será considerada a mesma largura do orifício. A diferença entre as larguras destas duas seções pode ser considerada insignificante, principalmente quando o ângulo de contração das paredes do escoamento é baixo. A figura 6.6 ilustra o problema.

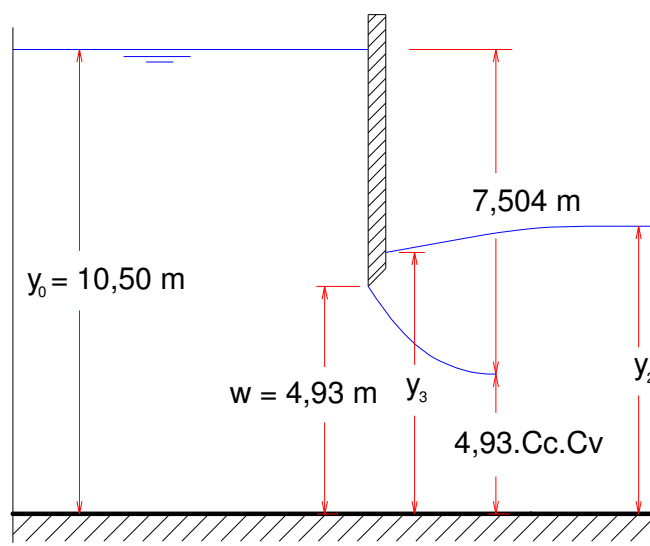


Figura 6.6 – exemplo 2 - valores do problema - estreitamento

$$Q = C_c C_v A \sqrt{2gh} \therefore Q = 0,62 \cdot 0,98 \cdot 5,08 \cdot 4,93 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 7,504 \cdot 0,9} \therefore Q = 175,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, uma estimativa para a vazão máxima que passa através do orifício é 175,17 m³/s. A soma da vazão turbinada com a vazão vertida pelo vertedouro lateral, portanto, não deve ultrapassar este valor.

f) Resolução do problema

Com os valores das variáveis calculados nos itens anteriores, os dados do projeto, os valores dos coeficientes propostos na tabela 5.11, bem como com o uso das equações 5.12 a 5.19, é possível resolver o problema do cálculo da profundidade y_2 , lembrando sempre que a vazão total máxima está limitada ao valor de 175,17 m³/s. O valor de y_2 calculado através de tentativa e erro é de 6,52 m, e o valor respectivo de y_3 é 4,73 m. Desta forma, tem-se uma redução da sobre-elevação do reservatório na ordem de 88%. Vale aqui ressaltar que o parâmetro y_0/w está dentro dos limites sugeridos ao final do capítulo 5, sendo seu valor igual a 2,13.

Cabe aqui ressaltar também que, conforme verificado nos ensaios realizados em modelo reduzido, o orifício deve ser instalado em uma seção ligeiramente a jusante do estreitamento máximo. Baseado nos resultados dos testes recomenda-se que a distância que separa a seção de instalação do orifício e a seção de estreitamento máximo seja 40% da altura do orifício. Deste modo, o orifício seria instalado a 1,97 m a jusante da seção de estreitamento máximo.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Estudou-se neste trabalho a viabilidade de se reduzir o nível de água no canal de adução de Pequenas Centrais Hidrelétricas através de estruturas fixas instaladas na tomada de água. Concomitantemente, propôs-se um método para o projeto de tais estruturas e para o cálculo teórico da profundidade de água no canal.

Duas alternativas de estruturas foram consideradas: “soleira e orifício” e “estreitamento e orifício”. As duas alternativas foram analisadas por meio de um número elevado de ensaios em modelo reduzido, totalizando quase cinquenta.

Não se pretendeu, com este trabalho, determinar qual das duas alternativas estudadas (soleira ou estreitamento) é a melhor. Ambas possuem vantagens e desvantagens, cabendo ao projetista / construtor decidir qual é a mais adequada para seu caso em particular. Por exemplo, o uso do estreitamento não limita o nível mínimo do reservatório, como no caso da soleira; por outro lado, possui uma estrutura mais dispendiosa, além de limitar a vazão na sua seção de controle para valores mais baixos que no caso da soleira (o orifício formado pelo estreitamento possui uma área menor, o que resulta, através do uso da equação do orifício, em uma vazão menor). É importante perceber que, para cada caso de aplicação das alternativas propostas, o projetista deve realizar um estudo econômico – energético que abranja a vida útil da usina em questão, de maneira a determinar a viabilidade da utilização das estruturas recomendadas. Deve-se avaliar se o comprometimento na energia gerada durante a vida útil da usina, causado pela perda de carga provocada pela estrutura implantada no início do canal de adução, é superior à economia gerada pela utilização de tal estrutura, no que tange à redução de custos na construção do muro lateral do canal de adução e à redução dos riscos associados à operação de comportas e com os recursos humanos necessários.

Recomenda-se, para estudos posteriores, a realização de novos ensaios, no sentido de ampliar as possibilidades de utilização do método. Assim, seria extremamente interessante a realização de ensaios considerando, por exemplo:

- a verificação do parâmetro y_0/w em uma faixa mais abrangente;
- a implantação do orifício, nos testes com soleira, sempre na posição definida pela crista da soleira;
- a variação da largura do canal;
- a implantação do vertedouro lateral em posições mais afastadas do início do canal;
- a verificação da posição ideal de instalação do orifício no caso do uso de estreitamento;
- a verificação da possibilidade de otimização das soluções apresentadas, através da implantação de defletores no canal e no orifício;
- a medição experimental de dos parâmetros do escoamento α , β e β_p .

Ou seja, é de grande interesse confirmar ou retificar o método proposto, através de ensaios cujas configurações não foram testadas neste trabalho.

Acreditamos por fim que, com este trabalho, foram abertas novas e interessantes possibilidades aos projetistas e construtores no que se refere a escolha de alternativas mais econômicas e seguras ao projeto de Pequenas Centrais Hidrelétricas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] BORGHEI, S. M.; JALILI, M. R.; GHODSIAN, M. **Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow**, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE : New York, v. 125, nº 10, p. 1051-1056, 1999.
- [2] BOYCE, W. E.; DI PRIMA, R. C. **Elementary Differential Equations and Bondary Value Problems**, 6th ed. John Wiley & Sons, Inc., pg 424, 425, 2003.
- [3] CAMP, T. R. **Lateral spillway channel**, Transaction of the ASCE, New York, v. 105, p. 606-637, 1939.
- [4] CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics**, McGraw-Hill: International Student Edition, 680 p., 1959.
- [5] CndPCH (Centro Nacional de Desenvolvimento de PCH) – PCH no Brasil – http://www.cndpch.com.br/zpublisher/materias/Mapa_de_PCH.asp?id=33, 11 de dezembro, 19:40 hs.
- [6] CndPCH (Centro Nacional de Desenvolvimento de PCH) – Usinas em operação – http://www.cndpch.com.br/zpublisher/paginas/usinas_em_operacao.asp, 11 de dezembro, 19:50 hs.
- [7] DE MARCHI, G. **Essay on the Performance of Lateral Weirs**, L'Energia Elettrica, Milão, Itália, Vol. 11, nº 11, p. 849, 1934.
- [8] ELETROBRÁS, **Manual de Mini-Centraís Hidrelétricas**.
- [9] ELETROBRÁS, **Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas** – <http://www.eletronbras.gov.br/atuacao/recursos/diretrizes.asp>, 18 de fevereiro de 2003, 15:00 hs.
- [10] EL-KHASHAB, A.; SMITH, K. V. H. **Experimental investigations of flow over side weirs**, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 102(9), p. 1255-1268, 1976.
- [11] FABIANI, A. L.T.; OTA, J.J.; GROSZEWICZ, R.C. **Projeto HL-133 Estudos hidráulicos em modelo reduzido de vertedouros laterais em canais de adução – relatório nº 01 – vertedouros laterais em canais de adução – estado da arte**, CEHPAR/LACTEC. Curitiba, 35 p., 2003_a.
- [12] FABIANI, A. L.T.; OTA, J.J.; GROSZEWICZ, R.C. **Projeto HL-133 Estudos hidráulicos em modelo reduzido de vertedouros laterais em canais de adução – relatório nº 01 – construção do modelo e testes de um vertedouro lateral**, CEHPAR/LACTEC. Curitiba, 32 p., 2002.
- [13] FABIANI, A. L.T.; OTA, J.J.; GROSZEWICZ, R.C. **Projeto HL-133 Estudos hidráulicos em modelo reduzido de vertedouros laterais em canais de adução – relatório nº 02 – testes com a alternativa 01 ao projeto de um vertedouro lateral**, CEHPAR/LACTEC. Curitiba, 36 p., 2003_b.

- [14] HAGER, W. H. **Lateral Outflow Over Side Weirs**, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, New York. V.133, nº4, p. 491-504, 1987.
- [15] HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**, London : MacMillan, 522 pg, 1966.
- [16] HOLLEY, E.R., LEE, K. **Physical Modeling for Side-Channel Weirs**, Center for Research in Water Resources, University of Texas, CRWR Online Report 02-2, <http://www.crwr.utexas.edu/online.shtml> 15 de abril de 2002.
- [17] JALILI, M. R.; BORGHEI, S. M. **Discharge coefficient of rectangular side weirs**, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE : New York, v. 122, nº 2, p. 132, 1996.
- [18] MAY, R. W. P; BROMWICH, B. C.; GASOWSKI, Y. e RICKARD, C. E. **Hydraulic design of side weirs**. Thomas Telford Publishing: London. 133 p, 2003.
- [19] NEVES, E. T. **Curso de Hidráulica**, 5ª ed. Porto Alegre: Globo, p. 167-169, 1977.
- [20] OTA, J.J.; GROSZEWICZ, R.C.; SOUZA, D.D.B.; PALÚ, M.C. **Projeto HL-133 Estudos hidráulicos em modelo reduzido de vertedouros laterais em canais de adução – relatório nº 03 – testes com as alternativas 02 e 03 – Controle conjunto de uma soleira e um orifício**, CEHPAR/LACTEC. Curitiba, 2004.
- [21] PETERKA, ^aJ. **Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators** Denver: Bureau of Reclamation.
- [22] PINTO, N. L. S.; NEIDERT, S. H.; FILL, H. D. O. A.; LAMBROS, D.; REIS, F. C. A.; TOZZI, M. J.; OTA, J. J. **Notas de aula da disciplina de Mecânica dos Fluidos**, UFPR, : Curitiba, p. 69-72, 1998.
- [23] PORTO, R. M. **“Hidráulica básica”**, São Carlos, EESC-USP, 540 pg, 1999.
- [24] RAMAMURTHY, A. S.; SUBRAMANIA, K.; CARBALLADA, L. **Uniformly Discharging Lateral Weirs**, Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, New York, v.104, n.1R4, p. 399-412, 1978.
- [25] RANGA RAJU, K. G; PRASAD, B. e GUPTA, S. K. **Side Weir in rectangular channel**, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 105(5), p. 547-554, 1979.
- [26] SAKS, N.C.O.; MICHAUD, C.E.N.L.; OTA, J.J., FABIANI, A.L.T.; SOUZA, D.D.B. **Atenuação de Ondas de Cheias em Canais de Adução**, IV Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas; Comitê Brasileiro de Barragens, 2004.
- [27] SINGH, R.; MANIVANNAN, D.; SATYANARAYANA, T. **Discharge coefficient of rectangular side weirs**, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE : New York, v. 120, nº 4, p. 814-819, 1994.

- [28] SUBRAMANIA, K.; AWASTHY, S.C. **Spatially varied flow over side-weirs**, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, v.98, n.HY1, p. 1-10, 1972.
- [29] SWAMEE, P. K., PATHAR, S. K., ALI, M. S. **Side weir analysis using elementary discharge coefficient**, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, New York, v. 120, n° 4, p. 742-755, 1994.
- [30] UYUMAZ, A.; SMITH, R. H. **Design procedure for flow over side weirs**, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE: New York, v. 117, n° 1, p. 79-90, 1991.

